



TITLE:

トルシア形高力ボルトを用いた高
施工性接合法により一体化した鋼
木複合断面部材に関する基礎研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

遠藤, 俊貴

CITATION:

遠藤, 俊貴. トルシア形高力ボルトを用いた高施工性接合法により一体化した鋼木複合断面部材に関する基礎研究. 京都大学, 2012, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2012-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16507>

RIGHT:

トルシア形高力ボルトを用いた
高施工性接合法により一体化した
鋼木複合断面部材に関する基礎研究

2012 年 1 月

遠藤 俊貴

目次

第 1 章	序論	1
1.1	背景と目的	1
1.2	提案複合構造	4
1.2.1	一体化接合部および各部材構成	4
1.2.2	提案複合断面構造の利点	7
1.3	本論文の構成	8
第 2 章	トルシア形高力ボルトを用いた鋼木複合断面部材の一体化接合部せん断特性	9
2.1	序	9
2.2	提案一体化接合部	10
2.2.1	一体化接合部の構成	10
2.2.2	接合部を想定したスギ材のめり込み圧縮実験	11
	実験の目的と概要	11
	実験結果	12
2.3	一体化接合部せん断実験	13
2.3.1	概要	13
2.3.2	一面せん断実験	14
	試験体と載荷・計測方法	14
	実験結果	17
	破壊形状の力学的考察	20
2.3.3	一面せん断実験（経時変化評価）	22
2.3.4	一体化接合部の一面せん断時におけるせん断抵抗機構	27
2.4	一体化接合部改良案	31
2.4.1	皿ばね座金を配した一体化接合方法	31
2.4.2	ボルト張力の経時変化評価実験	32
2.4.3	改良接合部の一面せん断実験	36
2.5	結論	45
第 3 章	鋼木複合断面軸力材の構造性能評価	47

3.1	序	47
3.2	弱軸まわり曲げ剛性と軸圧縮耐力の実験的評価	50
3.2.1	概要	50
3.2.2	試験体	50
	使用材料	52
	ひずみ計測位置	53
3.2.3	3点曲げ実験	54
	実験方法	54
	実験結果	56
3.2.4	軸圧縮実験	58
	実験方法	58
	圧縮荷重 - 軸方向変形関係	61
	破壊性状	63
	圧縮荷重-たわみ量関係	64
	圧縮荷重 - 鋼木間ずれ関係	66
	鋼材と木材の負担軸力	67
3.3	数値解析	69
3.3.1	弱軸まわりの曲げ剛性	69
	数値モデルの作成方針	69
	解析条件	70
	解析結果	72
3.3.2	静的増分解析による弾性座屈耐力評価	75
	解析条件	75
	解析結果	76
3.4	実験と解析の比較検討	79
3.4.1	3点曲げ	79
3.4.2	軸方向圧縮	80
	圧縮耐力	80
	材軸方向変形	81
	部材中央点たわみ量	82
	鋼木間ずれ量	84
	鋼板の軸力負担率	87
3.5	結論	88
第 4 章	複合断面曲げ材の構造性能評価	91
4.1	序	91
4.2	4点曲げ実験概要	93
4.2.1	試験体	93

4.2.2	使用材料	95
	木材	95
	鋼材	98
	試験体作成方法	99
4.2.3	加力方法	100
4.2.4	加力履歴概要	101
4.2.5	面外拘束治具	102
4.2.6	計測方法	103
4.3	4点曲げ実験結果	106
4.3.1	加力履歴	106
4.3.2	荷重 - 中央点たわみ関係	107
	曲げ剛性	108
	破壊性状	109
4.3.3	面外方向変位	110
4.3.4	たわみ曲線	111
4.3.5	鋼板のひずみ度	112
4.3.6	鋼板負担曲げモーメント（弾性範囲内）	116
4.3.7	木材に作用する軸力	118
4.3.8	一体化接合部に作用するせん断力 - 鋼材と木材のずれ量関係	121
4.4	数値解析（弾性解析）	129
4.4.1	解析モデル	129
4.4.2	解析結果	131
	部材曲げ剛性 - 一体化接合部のせん断剛性関係	131
	鋼板負担曲げモーメント	134
	一体化接合部を介して木材に作用する軸力	135
4.5	数値解析（弾塑性解析）	138
4.5.1	解析モデル	138
4.5.2	解析結果	139
	鋼板降伏時耐力	141
4.6	結論	143
第 5 章	鋼木複合断面軸力材の準耐火性能評価実験	145
5.1	序	145
5.2	耐火実験概要	147
5.3	第一回耐火実験	148
5.3.1	要旨	148
5.3.2	試験体	148
5.3.3	実験方法	152

5.3.4	実験結果と考察	154
	温度変化	154
	炭化状況	158
	考察	161
5.4	第二回耐火実験	162
5.4.1	概要	162
5.4.2	試験体	162
5.4.3	実験方法	171
5.4.4	実験結果と考察	173
	温度変化	173
	炭化状況	177
	考察	180
5.5	第三回耐火実験	181
5.5.1	概要	181
5.5.2	試験体	181
5.5.3	実験方法	185
5.5.4	実験結果と考察	186
	温度変化	186
	炭化状況	190
	考察	191
5.6	結論	192
第 6 章	結論	195
6.1	本研究成果の要旨	195
6.2	本研究成果の詳細	196
6.3	今後の課題	198
	参考文献	199
	発表論文一覧	201

第 1 章

序論

1.1 背景と目的

我国は森林率 68.2 % [1] にも及ぶ世界有数の森林国である。我々にとって木材は古来より愛着を持って用いてきた自然素材であり、近代化に伴い建築様式が多様化した今日に到ってもなお、新設住宅の半数、その内戸建て住宅に関しては九割においてその主材料として用いている^{*1}。一方で環境問題の観点からは、近年世界中で二酸化炭素排出の削減が叫ばれており、我国でも国策としてグリーンイノベーションが推進されている中、木材の二酸化炭素削減効果が注目されている。また我国では戦後に大量に植樹されたスギ材が近年大量伐採期にある。そのうえ昭和 30 年代の木材の輸入自由化や昨今の林業界の後継者不足などから、管理放棄されたスギ林が増加しており、土壌や森林の健全な保全のための定期的な間伐が社会的に必要とされている。これら間伐材を含めた木材が余剰傾向にあるため、国内産スギ材の有効活用が強く望まれている。このような背景の下、平成 22 年に「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が成立し [2]、今後住宅建築のみならず木材を利用した中型および大型建築物の普及が大きく進展することが期待されている [3]。

構造材料として木材に着目すると、鉄筋コンクリートや鋼材と比較して、経済性において優れていること、加工性と施工性が高いこと、軽いこと、自然素材として仕上げを兼用できることといった特筆すべき長所がある。一方で、他の材料と比較して、低剛性で製材の流通部材寸法に限界があることからスパンに関する制約が大きく、計画上の自由度が制限されること（結果として将来的なプラン変更や改修への対応が難しいこと）、品質のばらつきが大きいこと、（柱脚部を含めた）接合部の強度確保が困難なことなどの短所を持つ。また上述した余剰傾向にある国産スギ材は輸入材を含む他木材と比べて剛性や耐力が低く、安定した断面寸法を得ることが難しいこともあり、十分に活用されていない。

近年、余剰傾向にある国産スギ材の有効利用や、構造材料としての性能の信頼性、大断面化が可能という観点から、木質構造における構造用集成材の使用が増加している。しか

^{*1} 平成 20 年国土交通省の調査より

し構造用集成材は、接合部の強度確保が困難であるという木質構造の弱点を克服できておらず、接合部の寸法によって部材寸法が決定されることが多く、部材寸法を過剰に設計することとなり経済的にも空間的にも非効率的となることが多い。この課題点に対して、部材間同士の接合方法を改良し、長スパン化が可能である構造用集成材を活用した、より計画の自由度が高い木質ラーメン構造が提案されている [3]-[4]。しかし依然として接合部の強度、剛性、靱性、三者の確保は困難で、部材の耐力に対する強度効率が高いとはいえない。また、壁量の少ない木質ラーメンを形成するためには、木質部材は曲げ剛性が低いため部材（特に柱）の大断面化が不可避であり、却って計画の自由度を低下させる可能性があり、意匠設計者に敬遠される傾向がある。また構造用集成材は製材と比較して高価であるという点においても課題が残る。

このように構造用集成材を用いて木質構造を高性能化するという方法とは別に、木材と鋼材を組み合わせた複合断面部材を考案し、鋼材の高い強度、剛性と安定した品質を積極的に利用しようとする試みがなされている [5]-[16]。

鋼木複合断面軸力材の代表的な研究として、1枚の鋼板通し材を2本の木材通し材で挟み込み、鋼材と木材を何らかの方法で一体化接合し、鋼板の立場からも木材による剛性向上あるいは座屈拘束として機能することを期待した部材が楠らや坂田らによって提案されている。楠ら [5]-[7] は一体化接合方法として、鋼材と木材を全面接着する方法、鋼板の数箇所にスタッドを溶接して木材との接合にそれを用いる方法、部材の数箇所を高力ボルトによって接合する方法などを提案した。これらの方法を用いて鋼木複合断面部材を作成し、単調圧縮載荷実験による耐力評価を行うことで、木材を用いて鋼板の座屈を拘束することの有効性を示した。この実験では、特に接着剤で一体化接合した部材は鋼板の圧縮降伏耐力と同等の耐力を発揮できることを示した。また上記の部材の様々な破壊性状における耐力を理論的に検証し、実験結果との整合性を評価した。一方、坂田ら [8]-[11] は一体化接合方法として、楠らの提案した高力ボルトによる接合方法において、鋼板のボルト孔周囲にシアリングを溶接することで鋼板と木材の一体化度を向上させる方法や、木材のボルト孔部分に厚肉鋼パイプを圧入することで鋼板と木材の摩擦接合を可能とした方法（摩擦接合型コネクタ）を用いて鋼板とスギ集成材を接合した鋼木複合断面部材を提案した。さらにこれらの部材に対して軸圧縮実験や部材曲げ実験を行い、鋼板に対する座屈拘束効果を中心とした力学的挙動を明らかにした。また一体化接合部の二面せん断試験から得られたせん断剛性を用いて、鋼木複合断面部材の圧縮耐力および破壊性状を判別する耐力評価式を提案した。しかし、これらの研究では木材と鋼材の一体化接合方法が複雑であり、施工性の観点から課題が残る。

鋼木複合断面曲げ材についての既往の研究としては、松本らや、徳田によって様々な断面形状の複合断面梁が提案されている。松本ら [12]-[15] は矩形断面木造梁の上面および下面をラグスクリュー接合により鋼板を取付けた鋼板補強木造梁の曲げ実験を行った上で、鋼板による木造梁の補強効果について理論的に考察した。また徳田 [16] は、木材の重ね梁に異形鉄筋を挿入し接着剤で接着させることで、曲げ剛性の向上を試みており、曲げ剛性を鉄筋の数と位置によって予測できることを確認した。しかし、松本らの提案した梁

は梁の上面及び下面に鋼板等が存在するため、下地材等を梁に取付ける際などにおいて、従来の木質構造との取り合いが難しい。また徳田らの提案した梁は作製に先だって細かい加工を必要とし、作製に接着剤を用いるので、施工性、経済性に関して課題がある。できるだけ簡単な接合方法で木材と鋼材を一体化することにより、構造用合板とも取り合いのよい（釘により接合できる）架構や、ラーメン架構が可能になると考えられる。

このように鋼木複合断面部材についてこれまでに多数の研究がなされているにも係わらず、施工性、加工性、経済性という本来木質構造が有する重要な利点において課題が残るため、その構造用部材としての有用性に反して現在広範に普及しているとは言い難い。

一方で木材を利用する上で耐火性能は最重要課題のひとつであり、このような観点から鋼木複合断面について様々な研究が行われている。木材は外部からの加熱によって燃焼すると断熱性の高い炭化層を形成し、炭化層背面の温度上昇が抑制されるという特徴を持っているため、準耐火構造物においては燃え代設計が認められている [17]。複合断面部材として耐火性能に着目すると、上記の特徴を活かして木材を鋼材の耐火被覆とすることで、鋼材の短所である耐火性能を補うことができ、同時に木材を仕上げとして利用することができる。このような試みは研究段階を経て [18]-[20] 一部で実用化もされている [22]。遊佐ら [18]-[20] は様々な種類の集成材を用いて H 形鋼や角形鋼管を被覆し、複合断面について耐火構造としての性能評価実験を行なった。梶山ら [21] は H 形鋼を集成材で被覆した部材の炭化深さを有限要素解析によって予想し、加熱試験によって解析の精度を確認した。実用化の例としては、木材（難燃性パーティクルボード）を貼り付けた鉄骨躯体の燃焼実験を経て、建築基準法 38 条建設大臣認定を取得した世界初の木製耐火被覆ビル（「ジーシー大阪営業所ビル」）[22] が挙げられる。しかしこれらの構造システムの考え方はあくまで鋼構造であり、複合部材断面としての力学的な性能評価はなされていない。一定の耐火性能を有し、強度と経済性を兼ね備えた鋼木複合構造の開発により、現代の多様な要求に応えられる自由度の高い架構（梁のロングスパン化や壁の少ない構造）と木質構造を表現した（木材を露出させた）意匠的な扱いが可能になると考えられる。

本研究では、今後住宅のみならず、中型および大型建築物においても木材を利用した建物の普及が大きく進展していくであろうことを社会的背景に、木質構造の長所を最大限維持しつつ、短所を改善した鋼木複合断面構造の開発を長期的な目的とする。そのために本論文では、広範な普及を視野に入れた、施工性、加工性、経済性を重視した極力単純な構成の一体化工法を提案し、この一体化接合方法を用いた各部材の性能評価を行い、その実現性を検討する。これと同時に、複合部材の高温時の性能評価実験を行い、提案複合部材の耐火構造としての適用可能性について調査する。

1.2 提案複合構造

1.2.1 一体化接合部および各部材構成

本研究では、施工性、加工性、経済性を重視し、できるだけ単純なものからはじめて問題点を明らかにし、これを解決していくことで、最終的に望ましい一体化接合方法を開発することを長期的な目的とする。本論文ではこの研究の端緒として、図 1.1 に示すようなトルシア形高力ボルトを用いた極力単純化した一体化接合方法を提案し、実験を通してその実現性を検討する。複合断面は鋼板を木材で挟む形で構成する。座掘錐により木材に座掘穴を設け、ボルトで挟み込む木材厚を薄くすると同時に、ボルトの頭やナットを隠す構造とする。トルシア形高力ボルトで締め付けると座金が木材にめり込むが、2 章で述べるように圧縮ひずみ度が 50 % を超える領域では、木材の間隙率の低下により剛性と強度が再上昇することを利用して、トルシア形高力ボルトのピンテールが破断するまでの張力導入を可能とする点が提案接合方法の特徴である。

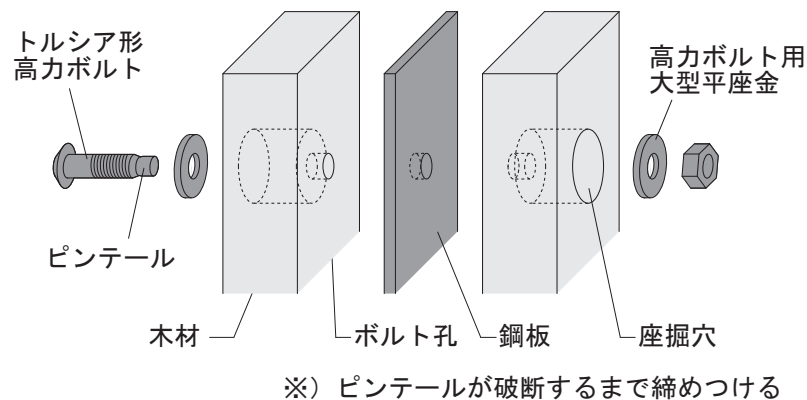


図 1.1: 提案一体化接合部

本論文で提案する鋼木複合断面軸力材を図 1.2 に示す。提案軸力材は、トルシア形高力ボルトを用いた簡便な木材と鋼材間の接合方法によって、鋼板通し材を 2 本の木材通し材で挟み込み一体化した構成とする。このような構成とすることで軸力材の強軸まわり（図 1.2 中 X 軸まわり）については鋼材の高い剛性と強度を利用することができ、弱軸まわり（図 1.2 中 Y 軸まわり）については木材を鋼板の座屈拘束として断面性能に寄与させることができる。

本論文で提案する鋼木複合断面曲げ材を図 1.3，1.4 に示す。図 1.3 を提案複合断面曲げ材の材軸と直交方向断面を示し，図 1.4 を提案曲げ材全体図とする。提案曲げ材断面は，ウェブ部分に鋼板を，鋼板を挟む形でフランジ部分に木材を使用した H 形断面とし，木材に座掘穴を設けトルシア形高力ボルトを用いて一体化する。このような断面とすることで，一体化接合部を通して鋼板から木材へ軸力を伝達し，鋼板が負担するモーメントを軽減することと，木材が鋼板の座屈を拘束することを意図している。このためウェブ部分には局部座屈が生じない程度の非常に小さい幅厚比の鋼板を用いることができ，鋼材量を大幅に削減できる。また鋼板は材長にわたり 1 枚とし，木材は流通サイズに応じて材長よりも短いものを継ぎ合わせることが可能となり，製材の部材寸法上の制約を克服することができる。

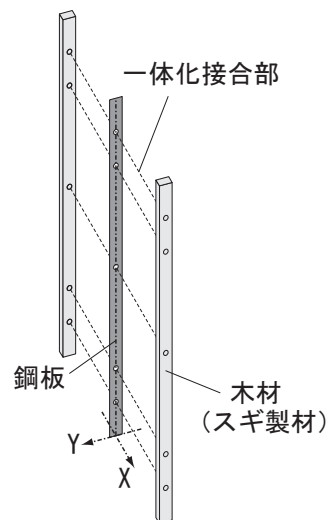


図 1.2: 提案複合断面軸力材

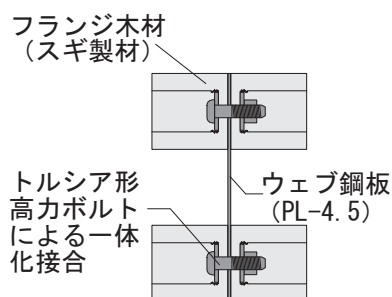


図 1.3: 提案複合断面曲げ材 (断面図)

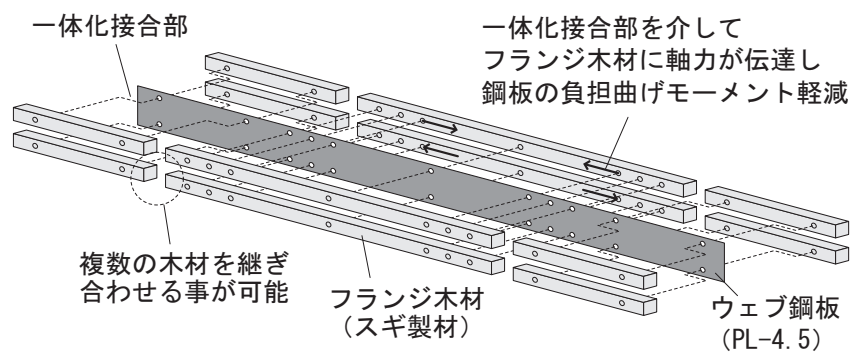


図 1.4: 提案複合断面曲げ材 (全体構成図)

1.2.2 提案複合断面構造の利点

本研究の長期的な目標である複合断面構造の利点として以下の点が挙げられる。

1. 各部材を構成するための一体化接合にはトルシア形高力ボルトと座金のみを用いるため、従来の鋼木複合断面構造と比較して施工性，加工性，経済性が優れている。
2. 複合断面部材は鋼材と木材を組み合わせて作製することにより，製材を用いることによる部材寸法上の制約や運搬上の制約が無い。また木材のみの場合と比較して部材の強度，剛性，靱性が高いので，長大梁やトラス構造が可能となる。
3. 提案部材を用いてフレームを構成する場合，軸力，曲げ材ともに鋼板を木材で挟み込む形式とするため部材間の接合に各部材の鋼板同士を利用することで，高い接合部強度を有し，ガタも生じない。また軸力材の柱脚部鋼板にベースプレートを溶接したり，基礎に埋め込むことで直接固定できる。このように従来の木質構造で弱点とされている接合部の問題を容易に克服でき，ラーメン構造の構築が可能である。（一般の木質構造建築は梁間方向をラーメン構造とした方が納まりが良い。）
4. 上述の長大梁，トラス構造，ラーメン構造によって，従来の木質構造と比較して，飛躍的に平面計画の自由度が向上すること，将来的な計画変更への対応（スケルトン・インフィル）が可能であること，ぬくもりのある大空間の構築が可能であることなど先に述べた社会的な要望に適合している。
5. 部材に対して，床や壁に用いる構造用合板を釘打ちしたり，垂木や根太などの小断面部材を一般の木造金物を用いることで，各部材に接合できる。このように二次部材の取り扱いから仕上げまで従来の木造工法がそのまま活用でき，木質構造と混構造を構成するのに相性が良く，汎用性に富んでいる。

1.3 本論文の構成

本論文は鋼木複合断面部材に関する基礎研究として、(1) 鋼木複合断面を構成するための一体化接合方法および一体化接合部のせん断（ずれ）性能、(2) 軸力材の圧縮性能、(3) 曲げ材（単純梁）の曲げ性能、(4) 軸力材の準耐火構造適用可能性について論じ、柱部材や部材間の接合部、鋼木複合断面フレームの性能調査等は今後の課題とする。以下に本論文の構成と概要を述べる。

本章では研究の背景を述べた上で、本研究における鋼木複合断面の一体化接合方法や、各部材の断面構成を説明した。また本提案鋼木複合断面構造の利点について述べた。

2章では本研究で提案したトルシア形高力ボルトを用いた単純な接合方法について概要を説明し、そのせん断性能を実験的に検証する。また本一体化接合部の経時によるせん断性能の変化も実験により評価した上で、その影響を改善するために考案した皿ばねを用いた一体化接合方法を紹介し、その一体化接合部のせん断性能および経時変化を実験的に評価する。

3章では2章で提案したトルシア形高力ボルトのみを用いた簡便な木材と鋼材間の接合方法によって、鋼板通し材を2本の木材通し材で挟み込み一体化した鋼木複合断面軸力材の構造性能を検討する。具体的には3点曲げ実験および軸方向圧縮試験を行い、部材の曲げ剛性および圧縮耐力、圧縮時挙動を実験的に評価する。また2章の一体化接合部せん断実験の結果を用いて、提案軸力材の圧縮耐力を解析的に評価する。

4章では、提案した接合方法を用いた実寸大の鋼木複合断面単純梁を作製し、4点曲げ実験を行うことで部材の曲げ特性を評価する。さらに一体化接合部せん断実験の結果を用いて複合断面単純梁の解析モデルを作成し、実験結果と比較することで解析モデルの妥当性について検討する。

5章では、提案鋼木複合断面軸力材の部分試験体を作成し、ISO834の標準加熱温度曲線を用いた加熱実験を行い、部材断面内の時刻歴温度分布および炭化性状を測定することで、提案部材の準耐火性能に対する適合性を評価する。

6章では、本論文で得られた成果をまとめて結とする。

第 2 章

トルシア形高力ボルトを用いた鋼木複合断面部材の一体化接合部せん断特性

2.1 序

本研究で提案する鋼木複合断面構造は鋼材を木材で挟み込んだ断面構成とする。このような断面構成は、複数個の矩形断面梁を単純に上下に重ねて一体として使う重ね梁と呼ばれる断面構成と同一である。重ね梁に単純曲げ等の変形が生じた場合、梁同士の接触面でせん断応力の伝達が行われないので境目にずれが生じ、断面全体における平面保持の仮定が成り立たない。同様に鋼木複合断面部材においても、部材に変形が生じた場合、平面保持の仮定が成立しないため、同部材に高い断面性能を期待するのならば、一体化方法によるせん断力の伝達性能が重要となる。本章では鋼木間の一体化接合方法を提案し、提案一体化接合部のせん断特性を実験により評価する。

2.2 提案一体化接合部

2.2.1 一体化接合部の構成

鋼木複合断面は構造用部材としての有用性が明確で、これまでに多数の研究が成されている [5]-[11] にも係わらず、鋼木間一体化接合方法の施工性，加工性，経済性において課題があることを原因として，現在一般的に普及しているとは言い難い。そこで本研究では鋼木複合断面構造の広範な普及を目標として，その一体化接合方法において，施工性，加工性，経済性を重視し，できるだけ単純なものからはじめて問題点を明らかにしていくことで，最終的に望ましい方法に改良していくことを開発の長期的な基本方針とする。

本研究における一体化接合方法の原型として，図 2.1 に示すようなトルシア形高力ボルトを用いた極力単純化した一体化接合方法を提案する。複合断面は，ボルト孔を開けた鋼板を木材で挟み込み，トルシア形高力ボルトをシアレンチで締め付けて一体化する構成とする。木材には座掘錐を用いて座掘穴を設け，ボルトで挟み込む木材厚を薄くすると同時に，ボルトの頭やナットを隠す構造とする。なおトルシア形高力ボルトで締め付けると座金が木材にめり込むが，2.2.2 項で述べるように圧縮ひずみ度が 50 % を超える領域では，木材の間隙率の低下により剛性と強度が再上昇することを利用して，トルシア形高力ボルトのピンテールが破断するまでの張力導入を可能とする点が提案接合方法の特徴である。このように張力管理が容易で鉄骨構造に用いられるトルシア形高力ボルトを鋼材と木材の一体化に用いることで，従来の鋼木複合断面構造の加工性と経済性の問題を解消することを試みる。

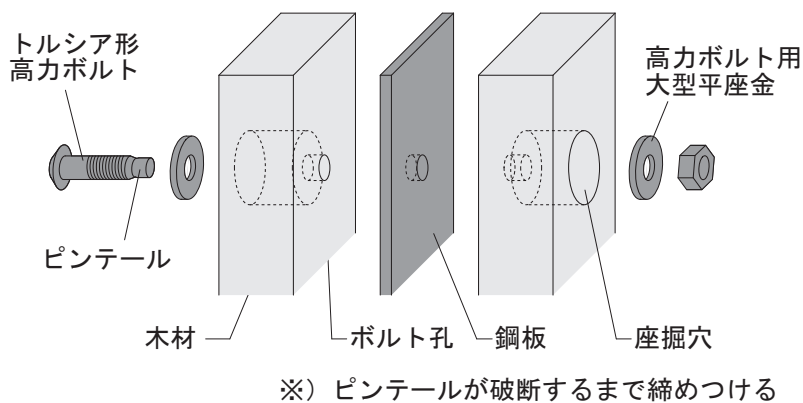


図 2.1: 提案一体化接合部

2.2.2 接合部を想定したスギ材のめり込み圧縮実験

実験の目的と概要

トルシア形高力ボルトで木材を締付けた場合のボルト張力とめり込みによる木材のひずみの関係を調べることを目的として、図 2.2 に示すめり込み圧縮実験を行った。試験体は、一辺が 120mm の立方体のスギ材で、繊維と直交方向に深さ 105mm、直径 65mm の座掘穴を設け、さらにそれを延長する形で、直径 22mm のボルト孔を反対面まで貫通させた。座掘穴を上面にして、穴底に直径 60mm、孔径 22mm、厚さ 6mm の高力ボルト用の大型座金を置き、これを鉛直下方向に押し込む形で座金下の木材（以下、木材圧縮部分と呼ぶ）に圧縮力を加えた。ボルトの圧縮変形は木材の圧縮変形より十分に小さいとして、ボルト頭部の鉛直変位を木材めり込み深さと考えた。載荷は圧縮力が 200kN になるまで（木材圧縮部分のひずみ度が 75 % 程度に至るまで）実施した。

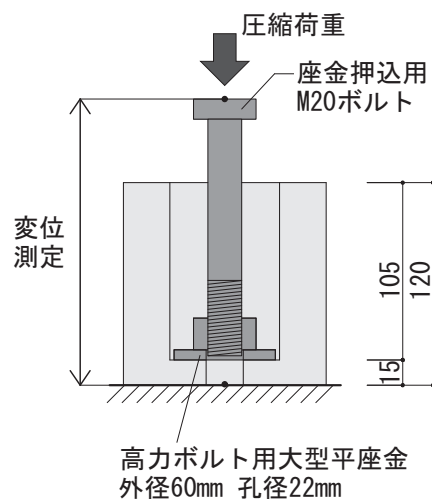


図 2.2: めり込み圧縮実験方法

実験結果

圧縮応力度と木材圧縮部分のひずみ度の関係を図 2.3 に示す。ここでの圧縮応力度は圧縮荷重を座金面積で除した値である。ひずみ度は木材めり込み深さを元の厚さの 15mm で除した平均ひずみ度である。繊維と直交方向の普通構造スギ材の材中間部のめり込みに対する部分圧縮基準材料強度は 6.0N/mm^2 であり [23]，本実験でも圧縮応力度が部分圧縮強度に至るまでは弾性挙動を示した。ひずみ度が 1.5 % の時の割線剛性として定義した初期剛性 E_0 は 355N/mm^2 であった。圧縮応力度が 8N/mm^2 付近（ひずみ度が 3 % 付近）より大きくなると，めり込みが進行し塑性変形が顕著になり，接線剛性が大きく低下した。ひずみ度 11 % 付近で，接線剛性は最低値の 8N/mm^2 をとるが，その後，変形の進行に伴い，耐力と剛性は単調に増加した。ひずみ度が 70 % 付近の剛性は初期剛性とほぼ同値であり，この時の圧縮応力度は部分圧縮強度の 12.5 倍の 75N/mm^2 となった。

S10T のトルシア形高力ボルト M20 の場合，ピンテールが破断するときのボルト張力は $170\sim 210\text{kN}$ [24] である。図 2.3 から木材圧縮部分のひずみ度 75 % 程度まで締付けることにより，トルシア形高力ボルトを用いた締付が可能になると考えられる。

試験体の実験前の含水率は 19.3 % であり，木材圧縮部分がひずみ度 75 % まで圧縮される前後の比重は，それぞれ 0.45 と 1.20 であった。スギ材の真比重（全乾状態での細胞壁実質部の比重）を 1.509，含水率を不変と仮定した場合の実験前後の間隙率を計算すると，それぞれ 68 % と 13 % になることから，ひずみ度 75 % までの圧縮により，比重は約 2.5 倍に増大し，間隙率は約 0.2 倍に低下したことになる。

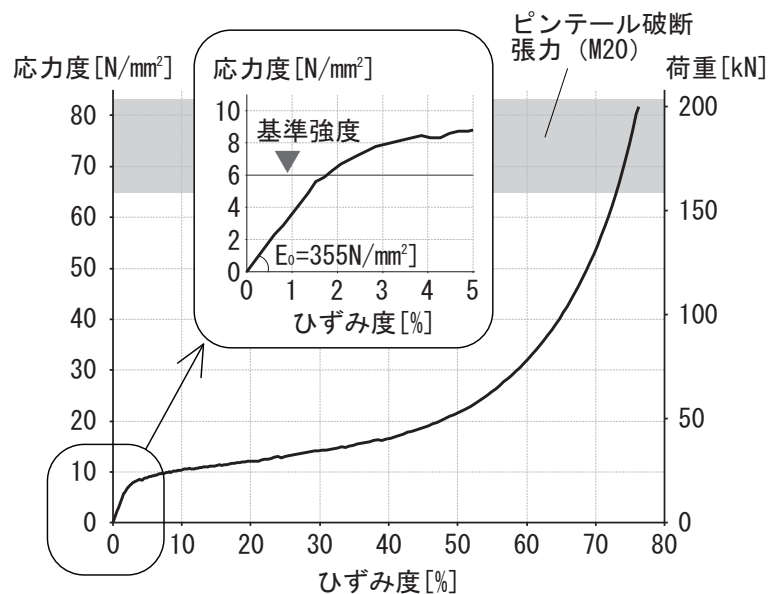


図 2.3: 圧縮応力度 - ひずみ度関係

2.3 一体化接合部せん断実験

2.3.1 概要

複合断面部材に外力が作用して変形が生じるとき、一体化接合部において図 2.4(a), (b) に示すような鋼木間のせん断変形（ずれ）が生じる。例えば、本研究における提案複合断面梁（H 形断面形式）に強軸まわりの曲げ変形が生じる場合、フランジ部分一体化接合部には図 2.4(a) のような二面せん断変形が生じる。一方、提案複合断面柱（重ね梁形式）に軸方向圧縮力が作用した場合、最初軸力材に圧縮変形が生じて一体化接合部は二面せん断モードになるが、その後軸力材の座屈に至る曲げ変形（弱軸まわり）が進行すると、一体化接合部は一面せん断モードになる。本論文では主に軸力材の弱軸まわり曲げ変形に注目して、一面せん断実験により一体化接合部のせん断特性を評価する。

木材は粘弾性体として認識されている。粘弾性体に一定応力を加えて放置すると、ひずみは時間とともに増大し、この現象はクリープと呼ばれる。また粘弾性体に一定ひずみを与えてこれを維持すると、応答の応力は時間とともに現象し、この現象を応力緩和または単に緩和と呼ばれる。クリープを起こす物体は必ず緩和を起こし、またその逆も起こる [25]。本提案一体化接合部はトルシア形高力ボルトにより木材に圧縮力を加えているため、クリープや応力緩和によって、トルシア形高力ボルトが時間経過と共に弛緩する可能性がある。その他に木材は乾燥により収縮する（乾燥収縮）ため、これが原因でボルト張力が弛緩することもある。このため一体化接合部の経時によるせん断特性の変化も評価する必要がある

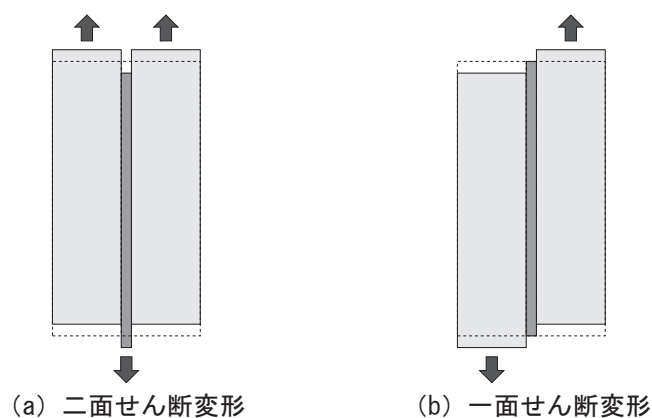


図 2.4: 鋼木間のせん断（ずれ）変形

2.3.2 一面せん断実験

試験体と載荷・計測方法

試験体の概要を図 2.5 および図 2.6 に示す。9mm × 120mm × 250mm の SS400 級鋼板を 60mm × 120mm × 500mm のスギ材で挟み、トルシア形高力ボルト (S10T, M20) で座金を繊維直交方向にめり込ませて締付けることで一体化した。この試験体の断面寸法は在来軸組工法角柱断面寸法を参考に決定した。鋼板表面は黒皮仕上げとした。座掘穴底の木材厚さ a をパラメータとし、5 種類、2 体ずつ ($a = 40\text{mm}$ のみ 1 体) の試験体について実験を行った。表 2.1 に試験体一覧を示す。なお、穴底木材厚さ a が 20mm 以上の場合は、ボルト締付けによるめり込み量が大きくなり、既製のトルシア形高力ボルトではねじ山長さ (M20 トルシア形高力ボルトは 35mm) が不足するため、木材圧縮部分にあらかじめ載荷機で圧縮変形を与えてからトルシア形高力ボルトで締付けた。なお穴底厚さ a が 30mm の試験体 T30b は木材圧縮部分にあらかじめ圧縮変形を与えた際に、はしあき部分に繊維方向に割裂が生じた。ボルトにはひずみゲージを貼付け、事前に行った校正実験との比較によりボルト張力を測定した。ボルト締付け直後はボルト張力が安定しないため、締付けから載荷するまでに 18 時間程度の時間を置いて載荷した。載荷は 0.05mm/sec の変位制御で行った。図 2.5 に示すように鋼板を挟む両側の木材の鉛直方向変位 d_1 , d_2 を計測し、木材と鋼板のずれ Δ を式 (2.1) で算出した。

$$\Delta = \frac{d_1 - d_2}{2} \quad (2.1)$$

d_1 , d_2 は木材表面の鉛直変位を測定しているため、断面が平面保持していない可能性を考慮すると、 Δ は木材と鋼板の接触境界面のずれを直接評価できていないことも考えられる。しかし、鋼木間のずれを直接計測することは困難であるため、便宜的に Δ を鋼木間のずれとして扱う。荷重と Δ の関係より接合部のせん断剛性とせん断耐力を算出する。

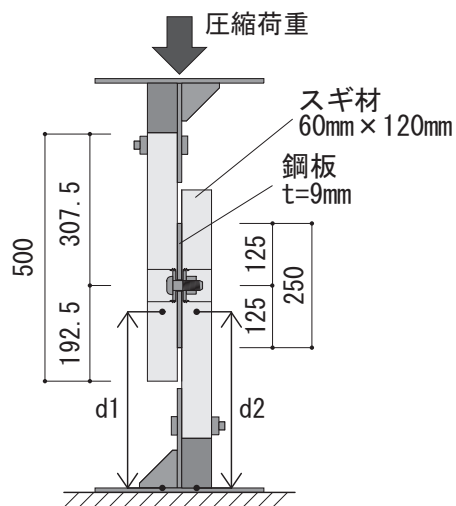


図 2.5: 接合部せん断実験概要

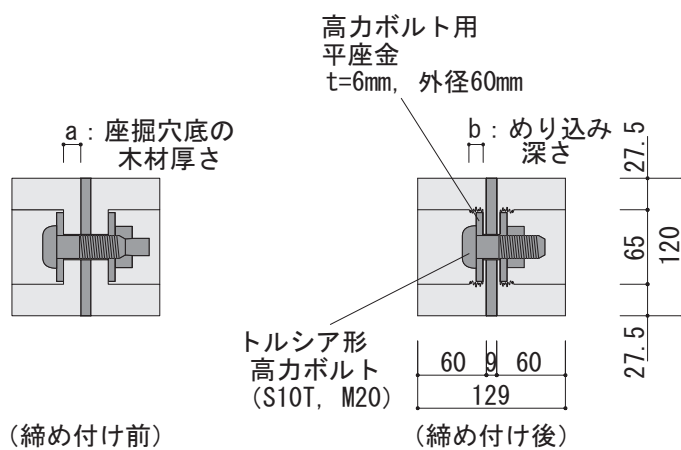


図 2.6: 一体化接合部断面詳細図

表 2.1: 接合部せん断実験 試験体一覧

試験体 番号	$\rho^{*1)}$ [g/cm ³]	$u^{*1)}$ [%]	$a^{*1)}$ [mm]	$b^{*1)}$ [mm]	$\varepsilon^{*1)}$ [%]	T_0 [kN]	T_1 [kN]	T_1/T_0 [%]	t_h [h]
T10a	0.377	22	10.8	7.1	66	110	58	53	16.7
T10b	0.408	26	10.9	7.4	68	161	96	59	18.1
T15a	0.358	21	15.0	11.0	73	144	80	55	18.5
T15b	0.420	24	15.6	10.4	67	_*2)	_*2)	_*2)	17.9
T20a	0.384	23	20.1	14.4	72	138	93	68	17.6
T20b	0.436	25	19.6	14.2	72	124	60	48	17.7
T30a	0.404	22	30.1	21.3	71	126	67	53	18.0
T30b ^{*3)}	0.432	33	29.6	22.0	74	161	84	52	17.9
T40	0.414	28	40.2	27.5	68	101	52	51	18.2

ρ : 木材密度, u : 木材含水率, a : 座掘穴底の木材厚さ, b : 木材めり込み深さ,

ε : ひずみ度 ($\varepsilon = b/a$), T_0 : 初期導入張力,

T_1 : 実験時導入張力 (張力導入から 1 日後), t_h : ボルト締付けから載荷までの時間

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。 *2) 締付け時にひずみゲージが破断した。

*3) 接合部加圧時に木材に割裂が発生した。

実験結果

実験結果を表 2.2 に示す。図 2.6 に示すめり込み後の木材めり込み深さ b を座掘穴底の木材厚さ a で除して、木材圧縮部分の平均ひずみ度 ε を算出した。全ての試験体において ε は 70 % 前後と安定していたが、ボルトの初期導入張力 T_0 および実験時張力 T_1 にはばらつきが生じた。鋼材の接合に使用する場合、M20 トルシア形高力ボルトのピンテール破断時の張力は 170 ~ 210kN[24] であるが、木材をめり込み圧縮させる本実験の場合は破断時直後の張力が 100kN まで低下し得ることが確認された。ただし、2.3.3 節の結果も考慮すると、最低でも 60kN 以上の初期張力導入が可能であることが確認された。図 2.7 に木材面一面と鋼板面に作用する荷重とずれ Δ の関係を示す。2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20kN 耐力時のそれぞれの割線からせん断剛性を算出した。20kN 耐力時のせん断剛性は 51 ~ 74kN/mm (平均 61kN/mm) であり、穴底厚さ a が約 10mm から 40mm までの範囲では、穴底厚さ a とせん断剛性に相関関係は見られなかった。変位制御載荷中に初めて荷重が降下した点を荷重降下点 Q_d とすると、 Q_d は 22 ~ 43kN であり、最低値でも 20kN 以上となった。最大せん断耐力は 22 ~ 57kN となり、破壊形状については (i) 支圧周辺部破断と (ii) はしあき破断の 2 種類が確認された (図 2.8, 写真 2.1, 写真 2.2)。実験結果より、穴底厚さ a が大きくなると荷重降下点および最大せん断耐力は上昇し、穴底厚さ a が 30mm 以上の試験体 T30a, T30b, T40 のように、はしあき破断する傾向が観察された (表 2.2)。

表 2.2: 接合部せん断実験 実験結果

試験体 番号	せん断剛性 *4) [kN/mm]						Q_d [kN]	Q_{max} [kN]	破壊 形状 *5)
	2.5kN	5kN	7.5kN	10kN	15kN	20kN			
T10a	77	69	64	60	55	51	23	23	(i)
T10b	69	73	74	75	76	74	32	32	(ii)
T15a	51	53	53	56	56	54	27	28	(i)
T15b	72	69	69	68	65	62	30	41	(ii)
T20a	68	63	63	66	65	60	22	22	(i)
T20b	56	60	62	65	65	64	36	40	(ii)
T30a	_*6)	_*6)	_*6)	_*6)	_*6)	_*6)	35	47	(ii)
T30b*3)	54	52	56	59	60	61	27	27	(ii)
T40	64	56	57	58	59	60	43	57	(ii)

Q_d : 荷重降下点, Q_{max} : 最大せん断耐力

*3) 接合部加圧時に木材に割裂が発生した。

*4) せん断剛性は原点と各荷重時の点を結んだ割線剛性として求めた。

*5) 破壊形状は図 2.8 における (i), (ii) を示す。 *6) 変位計測を失敗した。

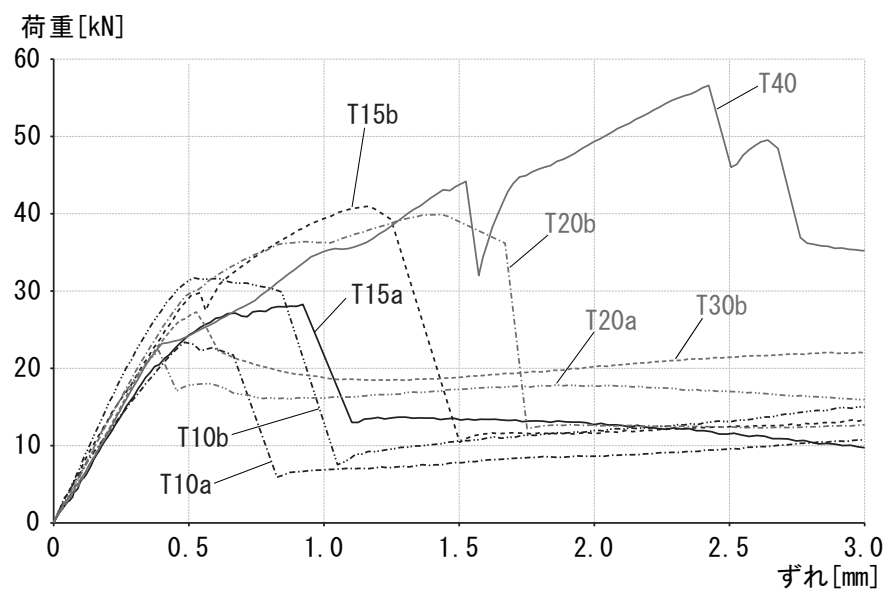


図 2.7: 接合部せん断実験 荷重 - ずれ関係

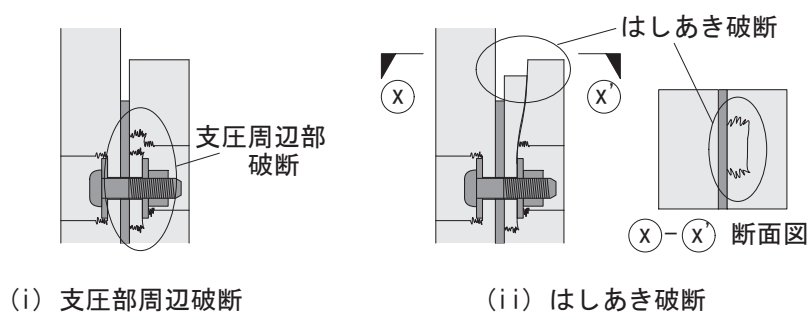


図 2.8: 接合部せん断実験 破壊形状



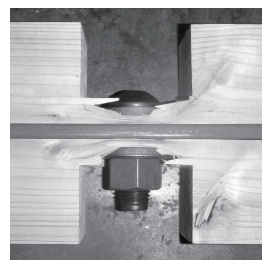
写真 2.1: 支圧部周辺破断



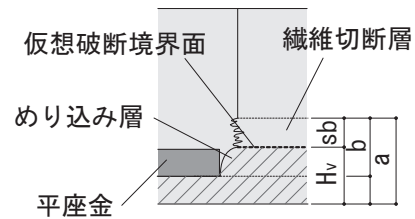
写真 2.2: はしあき破断

破壊形状の力学的考察

接合部の破壊形状を簡易な力学モデルを用いて考察する。図 2.9 にボルト締め付け後の支圧部断面写真および概要図を示す。接合部はボルトの締め付けにより木材繊維直交方向に繊維が切断されている部分（繊維切断層）と、めり込み変形が生じている部分（めり込み層）に区分できる。せん断実験時に支圧部周辺破断が生じる場合も、はしあき破断が生じる場合も、繊維切断層とめり込み層の境界付近からせん断破壊が進行していくと考えられる。この境界面を仮想破断境界面と定義する。繊維切断層の厚さをめり込み深さ b の s 倍 ($0 < s < 1$) とすると、破断時のモデルは図 2.10 のように簡易的にモデル化できる。なお図中 L ははしあき距離、 R は座掘り穴径とし、それぞれ 192.5mm、65mm とする。また図中 H_v は鋼木接触面から仮想破断境界面までの厚さとし、 $H_v = a - sb$ で表される。いま無等級スギ材の圧縮、引張、せん断強度をそれぞれ F_c, F_t, F_s ($F_c = 18.0 \text{ N/mm}^2$, $F_t = 10.8 \text{ N/mm}^2$, $F_s = 1.8 \text{ N/mm}^2$) [23] とすると、図 2.10 における力の釣合式より、支圧部周辺破断時の強度 F_1 およびはしあき破断時の強度 F_2 は式 (2.2), (2.3) で表せる。

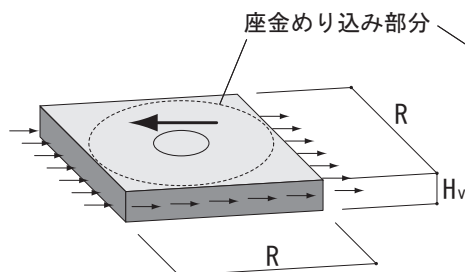


(a) 支圧部周辺断面写真

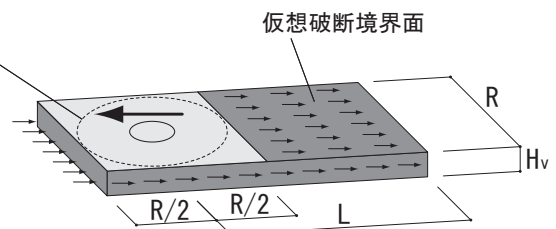


(b) 支圧部周辺断面概要

図 2.9: 支圧部周辺図



(i) 支圧部周辺破断



(ii) はしあき破断

図 2.10: 簡易力学モデル

$$F_1 = (F_t + F_c + 2F_s)H_v R \quad (2.2)$$

$$F_2 = F_c H_v R + 2F_s H_v \left(L + \frac{R}{2}\right) + F_s R \left(L - \frac{R}{2}\right) \quad (2.3)$$

パラメータ s の値は図 2.9(a) に示す写真のように、めり込み深さ b の約半分であった。このため $s = 0.5$ と仮定し、この場合の最大せん断力 Q_{\max} と H_v の関係を図 2.11 に示す。図中 印は支圧部周辺破断が生じた試験体、 印ははしあき破断が生じた試験体、× 印は実験前に割裂が生じていたために耐力が小さかったと思われる試験体 (T30b) を示す。また破線に支圧部周辺破断時の理論強度 F_1 を、一点鎖線にはしあき破断の理論強度 F_2 ($L = 192.5\text{mm}$ の場合) を示す。実験は穴底厚さ a が 10mm から 40mm の範囲で行っており、実験結果 (表 2.2) より、 $b = 2a/3$ なので $H_v = 2a/3$ ($s = 0.5$ とする) と仮定し、理論値の横軸の範囲は 6.7mm から 26.7mm まで掲載している。 H_v が 6.7mm から 26.7mm の範囲では $F_1 < F_2$ であり、理論的には支圧部周辺破断が卓越するが、実験結果の破壊形状は安定して予測できていない。これは、本試験の試験体パラメータから算出される F_1 と F_2 の差は 15.4 から 17.8kN であり、木材の強度のばらつきに対して F_1 と F_2 の差が小さいことが一因と考えられる^{*1}。一方で、各破壊形状に対する最大せん断耐力は概ね予測できているといえる (図 2.11)。二点鎖線に $L = 300\text{mm}$ の場合におけるはしあき破断の理論値を示す。 F_2 は $L = 192.5\text{mm}$ のときと比較して、 $1.3 \sim 1.5$ 倍大きくなる。

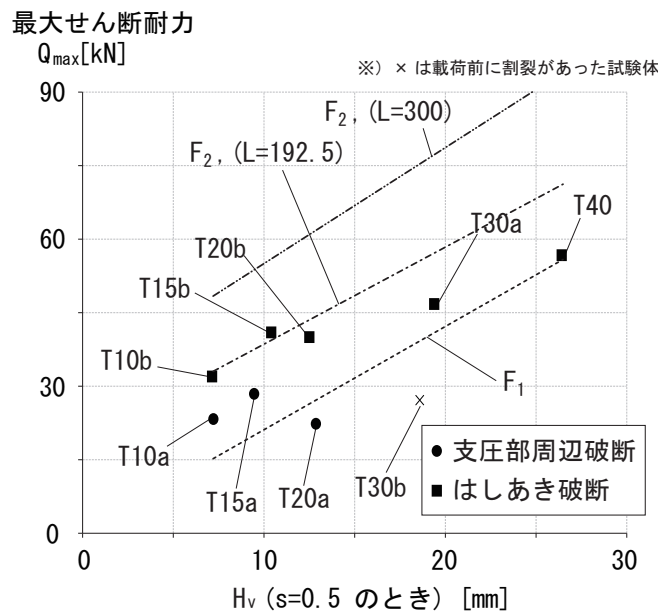


図 2.11: 最大せん断力と H_v の関係

^{*1} 本論文では材料強度実測値に基づいた定量的な評価がなされていないことに注意されたい。

一方で, F_1 は L に依らず一定であり, はしあき距離 L を大きくすれば F_1 と F_2 の差が大きくなり (約 33~38kN), 破壊形状は支圧部周辺破断に安定することが推察できる。

2.3.3 一面せん断実験 (経時変化評価)

前節までの実験結果を参考にして, 時間経過がせん断特性に及ぼす影響を調査する実験を行った。前節までの実験では, 実験を行なった $10\text{mm} \leq a \leq 40\text{mm}$ の範囲では, 20kN 耐力時のせん断剛性は 50kN/mm 以上 75kN/mm 以下と安定したせん断剛性が確認された。そこで, 木材圧縮部分にあらかじめ圧縮変形を与える必要のない最も大きな値として, 全

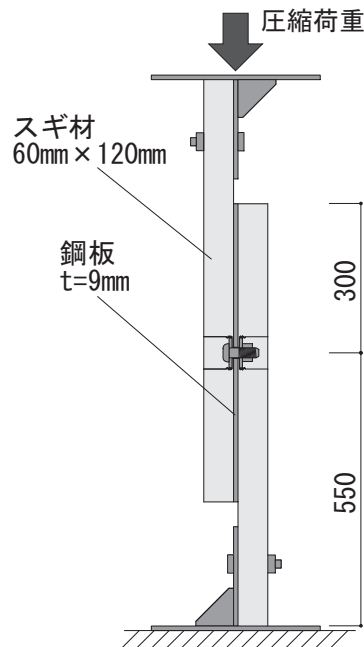


図 2.12: 経時変化評価実験概要

表 2.3: 経時変化評価実験 KA ~ KC 試験体一覧

試験体 番号	$\rho^{*1)}$ [g/cm ³]	$u^{*7)}$ [%]	$a^{*1)}$ [mm]	$b^{*1)}$ [mm]	$\varepsilon^{*1)}$ [%]	T_0 [kN]	T_1 [kN]
KA	0.462	- (12)	14.9	10.4	70	150	59
KB	0.425	- (12)	15.5	11.1	72	118	63
KC	0.503	- (12)	15.4	11.1	72	132	64

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

*7) 「-」は計測不備を示し, () 内の値はボルト締付け一年後の実験直前の値を示す。

ての試験体の穴底厚さ a を 15mm とした。また本実験では、はしあき破断を回避するために、図 2.12 に示すようにはしあき距離を 300mm とした。($a = 15$, $b = 10$, $s = 0.5$, $L = 300$ とした場合、式 (2.2) より $F_1=24.4\text{kN}$, 式 (2.3) より $F_2=52.8\text{kN}$ である。) 鋼板の寸法は 9mm \times 120mm \times 600mm としている。表 2.3、表 2.4 に試験体一覧を示す。試験体は合計 11 体とした。試験体 KA ~ KC は、荷重制御 (最大荷重 7.5kN *²) で、試験体作成後日数をパラメータとして、同一の試験体に継続的に実験を行い、せん断剛性を測定した (剛性の経時変化評価実験)。また、試験体 K1 ~ K9 は試験体作成からそれぞれ 1, 2, 4, 7, 15, 30, 60, 180, 365 日後にせん断実験を行い、破壊した。

図 2.13 および表 2.5 に KA ~ KC の実験結果を示す。図 2.13 中、横軸はボルト張力導入からの経過日数を示し、縦軸はボルト張力および 2.5kN 耐力時割線せん断剛性を示す。ボルト張力は締付直後はばらつき、数時間は急激に低下するが、およそ 1 日経過後に安定し始める*³。その後接線勾配は緩やかになるが、張力は減少し続け、ボルト締付けから 1 年経過した時点で、KB, KC の張力は 7kN, 8kN まで低下した (KA は途中ひずみゲージに不具合が生じたため、1 年後のボルト張力は計測できなかった)。これは KB および KC のボルト張力導入 1 日後に対してそれぞれ 11.5 % , 12.9 % の値で、180 日経過時から約半分の値である。2.5kN 耐力時割線剛性は平均 67.7kN/mm であり、同一試験体に

表 2.4: 経時変化評価実験 K1 ~ K9 試験体一覧

試験体 番号	$\rho^{*1)}$ [g/cm ³]	$u^{*8)}$ [%]	$a^{*1)}$ [mm]	$b^{*1)}$ [mm]	$\varepsilon^{*1)}$ [%]	T_0 [kN]	T_1 [kN]	T_t [kN]	T_t/T_1 [%]	t [day]
K1	0.489	-	15.8	10.7	67	67	30	30	100	1
K2	0.466	-	15.9	10.6	67	129	64	60	94	2
K3	0.503	-	15.7	10.5	67	81	37	34	93	4
K4	0.473	-	15.9	10.4	65	83	35	30	86	7
K5	0.429	-	15.7	10.7	68	120	51	36	71	15
K6	0.435	-	16.3	11.0	68	138	48	29	61	30
K7	0.487	-	14.9	9.7	65	141	49	22	46	59
K8	0.483	- (15)	15.9	11.7	74	169	59	12	20	177
K9	0.498	- (14)	15.9	10.6	67	_*9)	_*9)	_*9)	_*9)	365

T_t : 加力実験時張力 (張力導入から t 日後), t : ボルト締付けから載荷までの日数

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

*8) 「-」は計測不備を示し、() 内の値は実験直前の値を示す。

*9) 測定途中でひずみゲージに不具合が生じたため、測定不可能となった。

*² 経時評価実験開始当初は、即時実験結果を基にして、弾性領域内となるように最大荷重を設定していたが、試験体作製から 365 日経過後実験では、荷重が 7.5kN に達する前に非線形挙動となった。

*³ KA ~ KC それぞれの T_0 は 150.2kN, 118.2kN, 131.6kN であり、 T_1 は 59.3kN, 62.9kN, 64.0kN であった。

継続的に実験を行った場合でも，一年間の経時による初期せん断剛性への影響は見られなかった。

図 2.14，図 2.15，表 2.6 に K1～K9 の実験結果を示す。図 2.14，図 2.15 はそれぞれ K1～K5，K6～K9 のせん断力とずれ量 Δ の関係を示す。実験結果より初期剛性（2.5kN 耐力時）は時間が経過しても 32～124kN/mm（平均 62kN/mm）であった。しかし，ボルト張力と荷重降下点は次第に低下しており，180 日経過した K8 の実験時張力 T_t は 12kN であった（表 2.6）。これは初期ボルト張力 169kN の 7 % 程度であり，締付け 1 日後のボルト張力の約 20 % であった。K8 の荷重降下点は 12kN であり，ボルト張力と同値となっている。つまりみかけのすべり係数が 1.0 となっている。また 365 日経過した K9 において，ひずみゲージの不具合のためボルト張力は計測できなかったが，荷重降下点は 5kN で 180 日経過後のさらに半分の値となった（KA～KC と同様）。ただしいずれの場

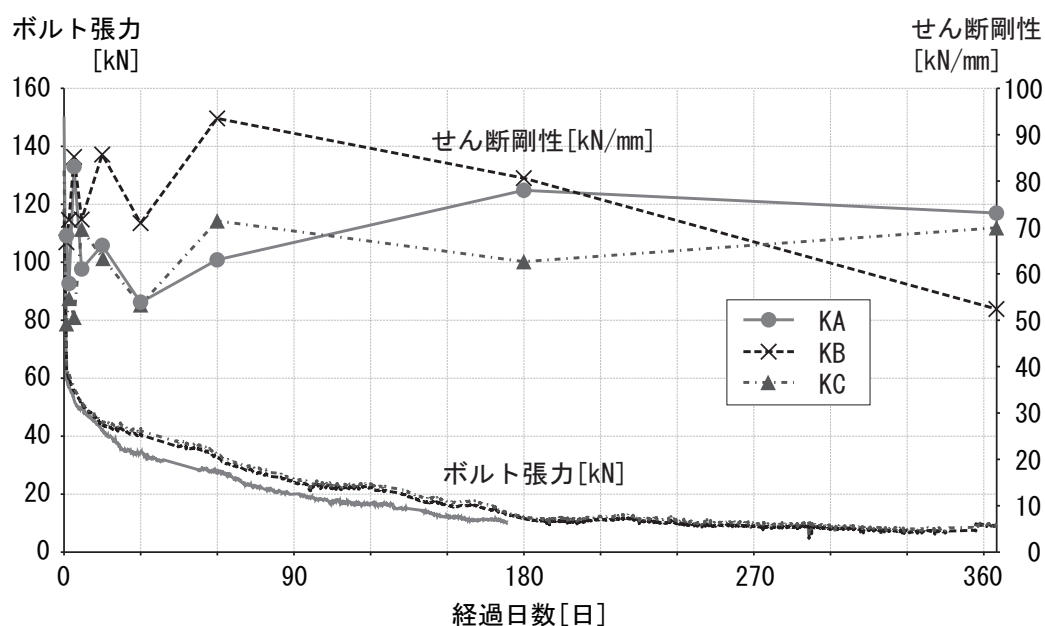


図 2.13: KA～KC 実験結果

表 2.5: 経時変化評価実験 KA～KC 実験結果

試験体 番号	2.5kN 時のせん断剛性 ^{*4)} [kN/mm]								
	1 日後	2 日後	4 日後	7 日後	15 日後	30 日後	60 日後	180 日後	365 日後
KA	68.2	57.9	83.1	61.0	66.1	53.8	63.0	78.0	73.1
KB	66.8	71.6	85.2	71.7	85.7	70.9	93.5	80.6	52.4
KC	49.2	54.7	50.6	69.6	63.5	53.3	71.4	62.6	69.9

合も目視による明瞭なすべりは確認できなかった。KA～KCの実験結果と同様に、2.5kN耐力時せん断剛性に経時による明確な影響は見られなかったが、荷重降下点が低下したため、試験体 K9 において 5kN 以上における割線せん断剛性が低下する結果となった。このため、さらにボルト張力が低下した場合、荷重降下点の低下に伴い、見かけの初期せん断剛性が低下することが予想される。経時変化による張力変動を検証すべき期間の長さに対して実証済みの期間が短い、今後の張力低下を考えた場合、これは改善すべき課題となる。そこで 2.4 節で張力低下を改善する一体化接合方法を提案する。なお接合部の最大耐力は 29～43kN（平均 34kN）で、経過時間との相関関係は見られなかった。接合部の最大耐力は張力に関係なく木材の耐力で決定されると推察できる。またすべての試験体の破壊形状は支圧部周辺破断であり、前節で行なった破壊形状の力学的考察の結果、はしあき長さを長くすれば、支圧部周辺破断が卓越するであろうという予測を実証した。

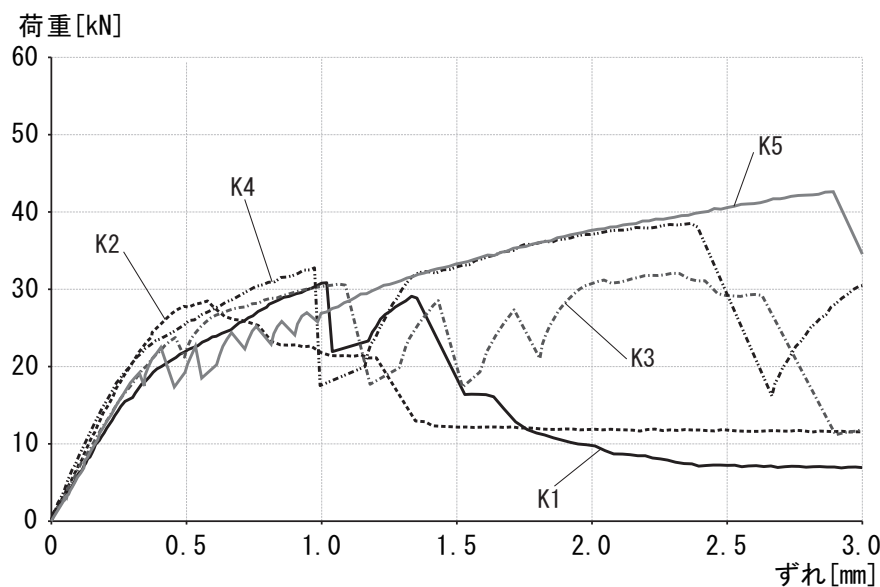


図 2.14: K1～K5 荷重 - ずれ関係

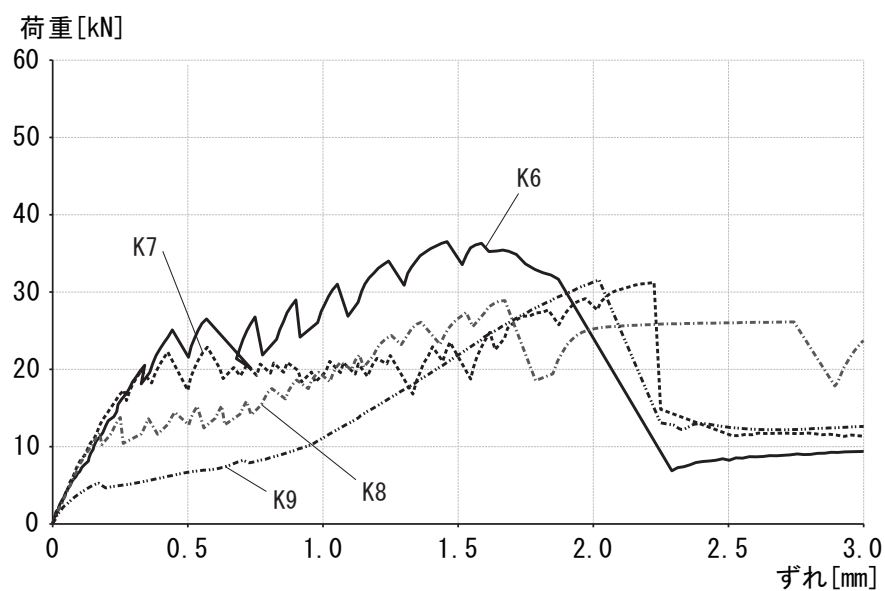


図 2.15: K6 ~ K9 荷重 - ずれ関係

表 2.6: 経時変化評価実験 K1 ~ K8 実験結果

試験体 番号	せん断剛性 ^{*4)} [kN/mm]						Q_d [kN]	Q_{max} [kN]	破壊 形状 ^{*5)}
	2.5kN	5kN	7.5kN	10kN	15kN	20kN			
K1	65	59	59	61	58	49	31	31	(i)
K2	64	71	73	72	71	68	29	29	(i)
K3	70	67	68	65	62	57	24	32	(i)
K4	94	86	82	80	76	68	33	39	(i)
K5	57	57	63	62	62	56	19	43	(i)
K6	93	75	65	66	64	61	20	36	(i)
K7	79	83	81	74	70	60	17	31	(i)
K8	75	76	78	70	28	19	12	29	(i)
K9	47	33	12	11	13	14	5	32	(i)

2.3.4 一体化接合部の一面せん断時におけるせん断抵抗機構

前節までトルシア形高力ボルトを用いた鋼木複合断面一体化接合部の一面せん断実験において、鋼板に対する木材のすべり量やボルトの回転量、木材圧縮部分のせん断変形など詳細に観察することは困難であり、不明確な点が多いことを前提とした上で、そのせん断性能を式 (2.1) で表されるずれ量と荷重の関係で単純に評価している。本節では、一体化接合部のせん断抵抗機構について定性的な理解を深めることを目的とし、実証はできないが仮説に基づいた上で、力学的に定式化し考察を行なう。

提案一体化接合部においては、各接触部分の摩擦による力の伝達や、支圧による抵抗、ボルトの回転抵抗、それらに伴う木材のめり込み抵抗といった様々な要因が複合的に作用することで、せん断力が伝達される。

ボルト・ナット・座金・鋼板は木材と比較して剛であり、剛体変形すると仮定する。荷重が作用した際に一体化接合部周辺は、図 2.16 に示す木材の並進と図 2.17 に示すボルトの回転が複合的に生じる変形状態となる（図 2.18）。

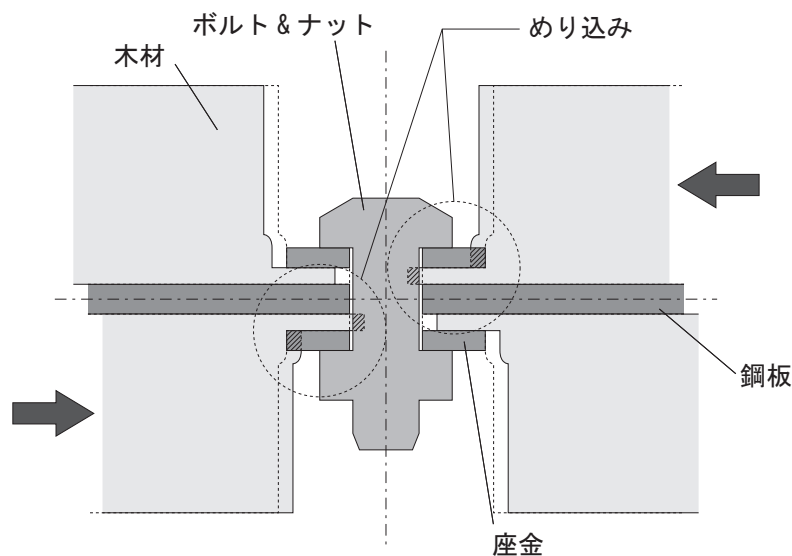


図 2.16: 木材の並進移動

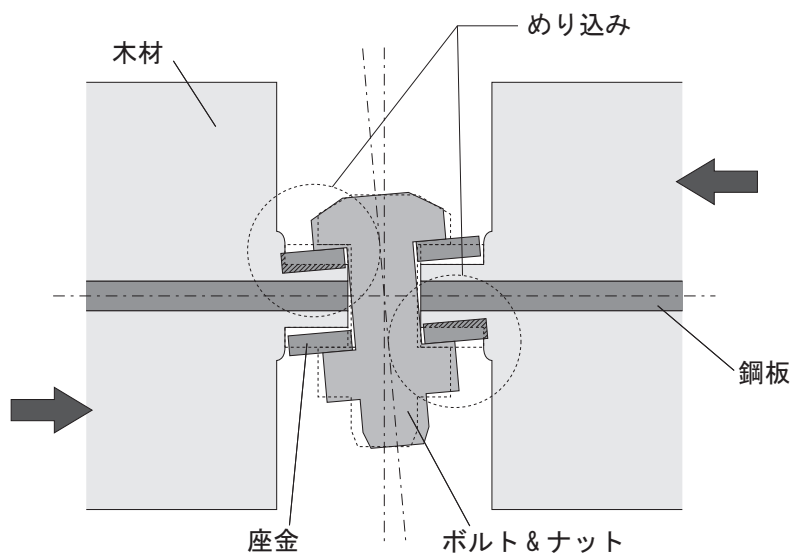


図 2.17: ボルトの回転

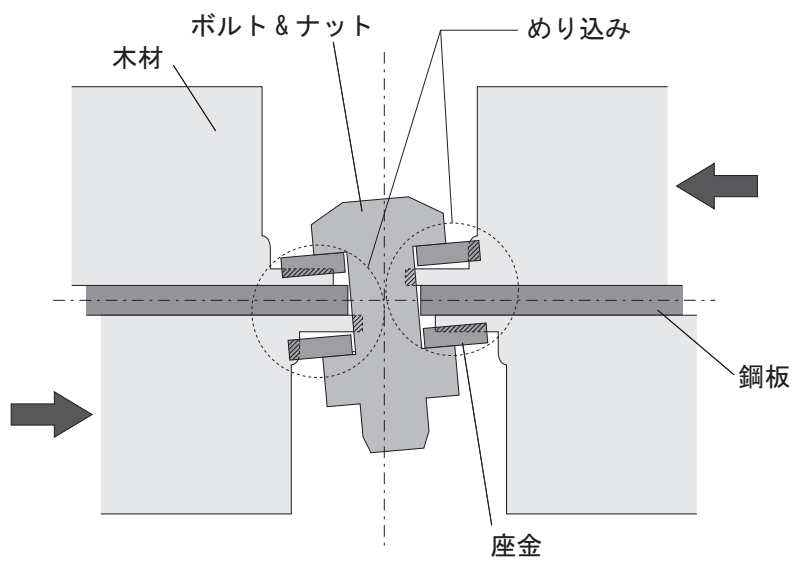


図 2.18: 一体化接合部周辺の変形状態

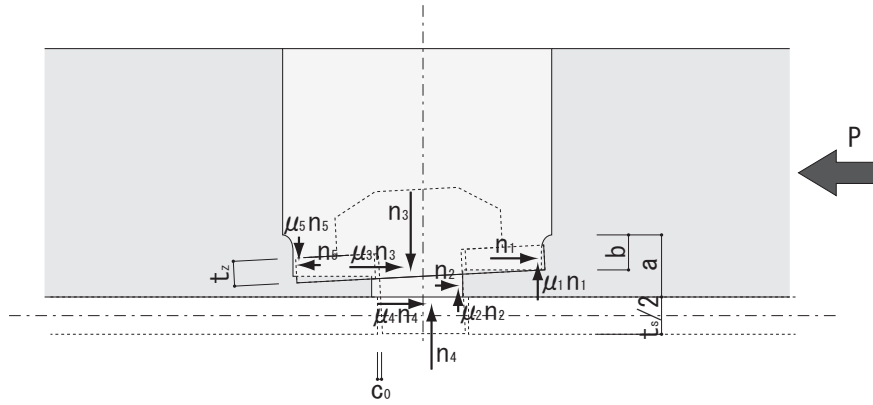


図 2.19: 木材自由体の力の釣合い

ボルトやナット，座金が木材にめり込むとき，木材には支圧力として分布外力が作用し，支圧力が作用したまま（接触したまま）変形が進行すると，それに伴い摩擦力として分布外力が作用する。本節においてせん断抵抗機構について考察する際は，これら分布外力を等価集中力に置換し，部材中心面上に作用すると仮定する。このとき，鋼板の上側にある木材を自由体として取り出すと，各接触面に作用する等価集中力は部材中心断面上において，図 2.19 のように図示できる。座金側面と木材の接触面に作用する支圧力を n_1 ， n_5 ，座金底部と木材の接触面に作用する支圧力を n_3 ，ボルトの軸と木材の接触面に作用する支圧力を n_2 ，鋼板と木材の接触面に作用する支圧力を n_4 と仮定する（ただし，ボルトの回転は微小と仮定し， n_1 ， n_2 ， n_5 は鋼板の材軸方向と平行な成分のみを有する力， n_3 ， n_4 は鋼板の材軸方向と直角な方向の成分のみを有する力とする）。また各接触面における摩擦係数を μ_i と仮定する。

このとき水平，鉛直方向の力の釣合いより，式 (2.4)，(2.5) が成り立つ。

$$n_1 + n_2 + \mu_3 n_3 + \mu_4 n_4 - n_5 - P = 0 \quad (2.4)$$

$$\mu_1 n_1 + \mu_2 n_2 - n_3 + n_4 - \mu_5 n_5 = 0 \quad (2.5)$$

また n_3 は初期ボルト張力 T とボルトの回転によるボルトの軸力変動 ΔT を用いて，式 (2.6) で表される。

$$n_3 = T + \Delta T \quad (2.6)$$

式 (2.4) ~ (2.6) を整理すると，式 (2.7) が表される。

$$P = (\mu_3 + \mu_4)T + (1 - \mu_1\mu_4)n_1 + (1 - \mu_2\mu_4)n_2 - (1 - \mu_4\mu_5)n_5 + \mu_4\Delta T \quad (2.7)$$

式 (2.7) の第 1 項はボルトの初期導入張力による鋼木間の摩擦抵抗を表し，第 2 ~ 4 項は木材側面と座金もしくはボルト軸の接触による木材のめり込み抵抗を表す。また第 5 項はボルト軸の回転に起因する項となる。

同式より鋼木間の摩擦係数を 0.3 と仮定する [27] と, $P = 0.6T + 0.9(n_1 + n_2 - n_5) + 0.3\Delta T$ で表され, 一面せん断実験において, みかけのすべり係数が 1.0 を超え得ることが分かる。また経時によってボルト張力が低下した際に, みかけのすべり耐力 (荷重降下点) が低下していくこと, 張力が大きく低下しても抵抗力が生じること, 最大耐力は結局木材の耐力に起因すること, 離間力が生じた際に一体化度が大きくなることが分かる。

なお文献 [26] において, 木材のめり込み板力 n は最大めり込み量 w をパラメータに線形近似できることが示されている。従って, めり込み n_i は式 (2.8) で表すことができる。

$$n_i = k_i w_i \quad (2.8)$$

まためり込み量 w_i は木材のすべり量 δ とボルトの回転量 θ を用いて, 幾何学的関係から以下の式で表される。

$$w_1 = \delta - \left\{ \frac{t_s}{2} + (a - b) \right\} \theta \quad (2.9)$$

$$w_2 = \delta - c_0 - \frac{t_s}{2} \theta \quad (2.10)$$

$$w_3 = -\delta + \left\{ \frac{t_s}{2} + (a - b) + t_z \right\} \theta \quad (2.11)$$

ただし t_s は初期めり込み量, a は座掘り穴底厚さ, b は初期めり込み量, t_s は鋼板厚さ, c_0 は木材とボルトの初期クリアランス, t_z は座金厚さとする。式 (2.7) ~ (2.11) より, 一体化接合部のせん断剛性は木材のめり込み剛性に大きく関係していることが分かる。

2.4 一体化接合部改良案

2.4.1 皿ばね座金を配した一体化接合方法

2.3.3 節の実験結果より，提案一体化接合方法の初期せん断剛性および最大耐力に1年間の経時の影響は明確に見られなかった。しかし，時間経過によりボルト張力が低下し，それに伴って荷重降下点が低下することが観察され，さらに時間が経過してボルト張力が低下した場合，見かけの初期せん断剛性が小さくなり，一体化接合部のせん断特性が大きく劣化することが考えられる。そこで本節では，図 2.20 に示す高力ボルト用平座金とナット（もしくはボルト頭）の間に皿ばね座金を配した一体化接合方法を提案する。

この接合方法は，皿ばね座金を配することによって，木材のクリープや乾燥収縮によって生じる木材圧縮部分の変形の進行による高力ボルトの弛緩を防ぎ，ボルト張力の低下を防止することを特徴とする。

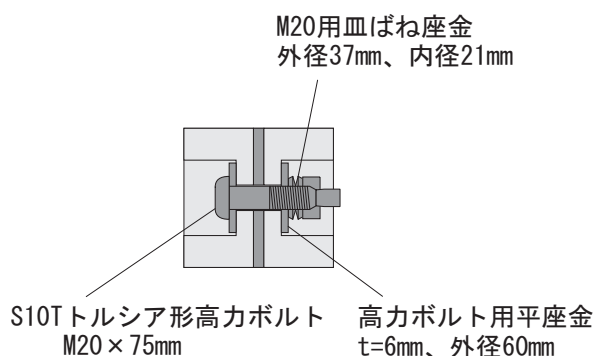


図 2.20: 皿ばね座金を配した一体化接合方法

2.4.2 ボルト張力の経時変化評価実験

皿ばね座金を配した一体化接合方法において，高力ボルトをトルクレンチで締付けた後，経時によってボルト張力がどの程度変動するかを調査する。

試験体を図 2.21，図 2.22 に示す。試験体は鋼板（厚さ 9mm，幅 120mm でボルト孔を開けたもの）を 2 本のスギ製材（せい 60mm，幅 120mm で座掘り穴を設けた上でボルト孔を開けたもの）で挟み込み，高力ボルト用平座金および皿ばね座金を配置し，トルシア形高力ボルトをトルクレンチで締付けることで構成する。皿ばね座金は図 2.23 に示す JIS M20-1H を用い，皿ばね座金の組み合わせ方を変えた 3 種類の接合方法（図 2.24）で 1 箇所ずつ締付けた試験体を 2 体作製した。皿ばね座金の組み合わせ方は，(A) 皿ばね座金を 1 枚だけ用いたもの，(B) 皿ばね座金 2 枚を並列で用いたもの，(C) 皿ばね座金 2 枚を直列で用いたものの 3 通りとした。各試験体の木材一覧を表 2.7 に，各接合箇所のパラメータを表 2.8 に示す。

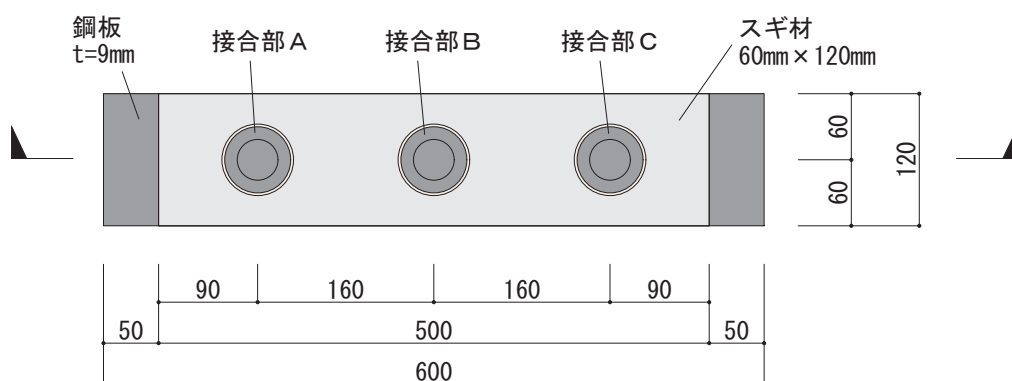


図 2.21: 試験体平面図

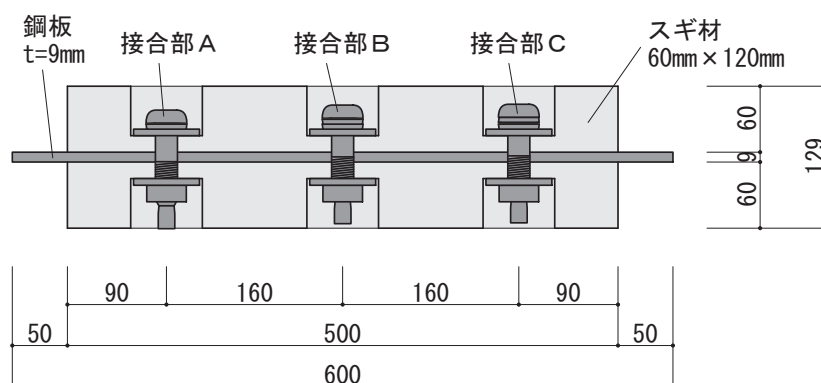


図 2.22: 試験体断面図

各接合部の高力ボルトにひずみゲージを2枚貼り付け、予め校正実験を行なった上でボルト張力を測定した。ただし、接合部 B1, B2, C1, C2 はボルト締め付けの際に片方のひずみゲージが破断したため、残ったゲージから得られたボルト張力を測定した。実験結果を表 2.8, 図 2.25 に示す。同図には接合部 A1~C2 以外に、皿ばねを使用していない試験体 KB, KC (2.3.3 節) のボルト締め付けから 2 時間後を基準としたボルト張力残留率を掲載する。皿ばねの組み合わせ方による明確な違いは観察されなかった。皿ばねを使用した接合部も試験体作製から 120 日程度まで、ボルト張力が徐々に低下した。しかしボルト張力の低下率は皿ばねを使用していない試験体と比較すると、ボルト張力の低下率は半分程度となった。その後(試験体作製から 120 日以降)皿ばねを使用した接合部は、ボルト張力の減少が停滞している。なお試験体作製から 180 日以降はボルト張力は上昇しているが、これは梅雨入りに伴う湿度の上昇が影響していると考えられる。試験体作製から 210 日時におけるボルト張力残留率は皿ばねを使用していない接合部が約 18 % であったのに対して、皿ばねを使用した試験体は平均 69 % であった。これは皿ばねを使用していない接合部の試験体作製から 15 日程度経過時ボルト張力に相当し、2.3.3 節のせん断実験結果より、この程度のボルト張力低下で維持できれば、せん断性能の劣化は無いと考えられる。

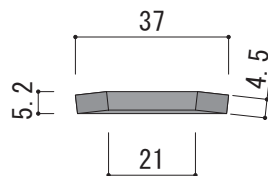


図 2.23: 皿ばね座金 (JIS M20-1H) 断面図

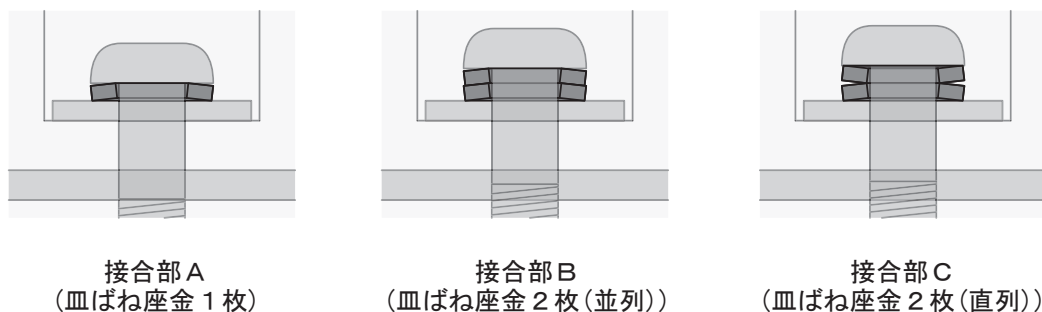


図 2.24: 皿ばね座金の組み合わせ

表 2.7: 試験体木材一覧

試験体 (接合部) 番号	木材 位置	ρ [g/cm ³]	u [%]
試験体 1 (A1, B1, C1)	上面	0.427	16
	下面	0.431	16
試験体 2 (A2, B2, C2)	上面	0.408	18
	下面	0.420	16

ρ : 木材密度, u : 木材含水率

表 2.8: 接合部接合部一覧

試験体 番号	接合部 番号	$a^{*1)}$ [mm]	$b^{*1)}$ [mm]	$\varepsilon^{*1)}$ [%]	T_0 [kN]	T_1 [kN]	T_{210} [kN]	T_{210}/T_1 [%]
試験体 1	A1	14.8	10.5	71	104	57	40	71
	B1	15.0	10.4	69	95	53	37	70
	C1	14.8	10.0	68	97 ^{*10)}	43 ^{*10)}	33 ^{*10)}	76 ^{*10)}
試験体 2	A2	14.7	10.2	69	93 ^{*10)}	47 ^{*10)}	30 ^{*10)}	64 ^{*10)}
	B2	15.2	10.2	67	118 ^{*10)}	74 ^{*10)}	54 ^{*10)}	72 ^{*10)}
	C2	14.8	10.5	71	87 ^{*10)}	45 ^{*10)}	28 ^{*10)}	63 ^{*10)}

a : 座掘穴底の木材厚さ, b : 木材めり込み深さ, ε : ひずみ度 ($\varepsilon = b/a$),

T_0 : 初期導入張力, T_1 : 張力導入から 1 日後のボルト張力,

T_{210} : 張力導入から 210 日後のボルト張力

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

*10) 締付け時にゲージが 1 枚破断したため, 残ったゲージのデータを基に参考値とした。

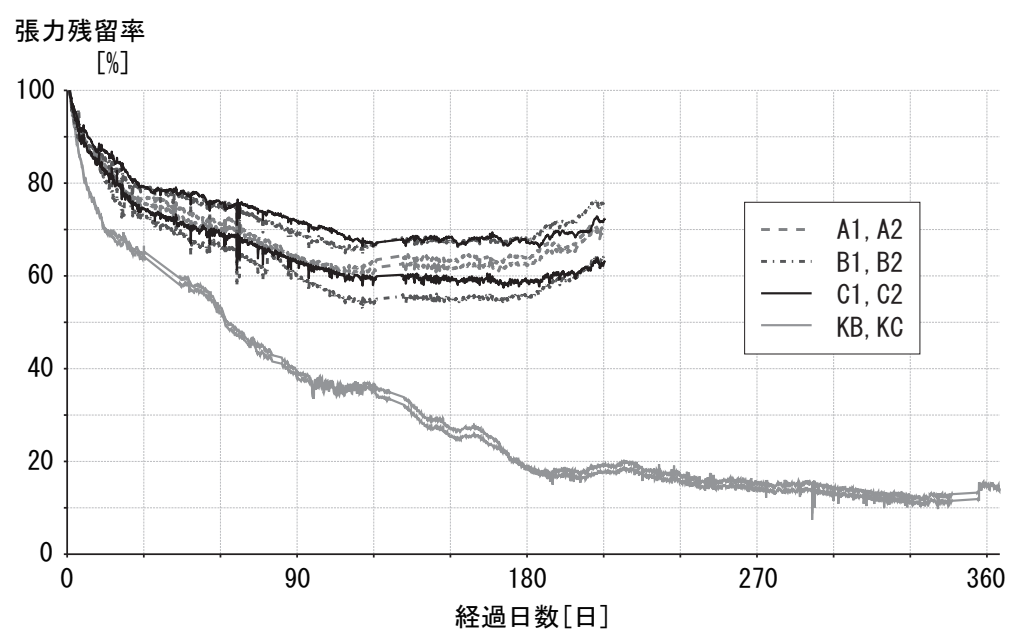


図 2.25: 張力残留率 (A1 ~ C2)

2.4.3 改良接合部の一面せん断実験

2.4.2 節の実験結果より、皿ばね座金を配することでトルシア形高力ボルトを用いた一体化接合部のボルト張力低下において改善傾向が見られた。そこで本節では皿ばね座金を用いた一体化接合方法のせん断性能および経時によるせん断性能変化を実験的に評価する。

実験方法および試験体形状は 2.3.3 節における皿ばね座金を使用していない経時実験の試験体と同様とし(図 2.12), 変更点は皿ばね座金の有無とボルト長さとする。2.4.2 節の結果から皿ばね座金の組み合わせ方による差異は観察されなかったが, 本実験では皿ばね座金 2 枚を直列配置するものを採用する。また 2.4.2 節の実験ではボルトに貼り付けたひずみゲージが破断したため, その防止策としてナット側に皿ばね座金を配置し, 図 2.20 に示す形式とする。試験体は一面せん断実験実施日をボルト締付けから 1 日, 2 日, 7 日, 15 日, 1 ヶ月, 2 ヶ月, 3 ヶ月, 6 ヶ月, 1 年, 2 年, 3 年経過時と設定したものを各 2 体ずつ, 合計 24 体用意する。ただし 3 ヶ月経過後載荷を予定していた試験体は東日本大震災の影響で実験を延期したため, 150 日経過後に実験を行なった。試験体木材の一覧および各試験体に用いた高力ボルトのボルト張力をそれぞれ表 2.9, 表 2.10 に示す。本論文執筆時には 150 日経過後試験体までの計 16 体について実験が終了した。本実験ではひずみゲージの破断を避けるため皿ばね座金をナット側に配置したが, 数体の試験体においてひずみゲージが破断する結果となった。

図 2.26 にひずみゲージが破断しなかった各試験体と, 皿ばね座金の無い試験体 KB, KC (2.3.3 節) のボルト張力残留率 - 時間関係を示す。図中 印は実験が終了した試験体を示す。試験体作製から 60 日程度経過するまで, 皿ばね座金の無い試験体 KB, KC よりも張力残留率が下回る結果となったが, その後上下に多少の変動があるものの張力残留率は下がり止まり, 150 日経過時点における張力残留率は 49 ~ 73 % (平均 61 %) であった。試験体 KB, KC における 150 日経過時張力残留率は約 25 % であり, 皿ばね座金を使用した効果が現れたと言える。150 日経過時点で最も張力の小さかった C1095b においてもボルト張力は 32kN で, これは皿ばね座金を使用していない試験体の 60 日経過時の値に相当する。本実験の張力残留率は 2.4.2 節の実験結果と比べて, 10 % 程度低い傾向が見られる。これは 2.4.2 節の実験に用いた試験体の含水率が 16 ~ 18 % であったのに対して, 本実験の試験体の含水率は 18 ~ 26 % であり, 木材の乾燥収縮による影響が顕著に現れたためと思われる^{*4}。なお C150a, C150b の一面せん断実験時の含水率は 13 % であり, 試験体作製時から 6 ~ 13 % 低下していた。

^{*4} 木材試験は一般に標準状態もしくは気乾状態で実験を行なう。標準状態の場合, 試験体の含水率は 12 ± 1.5 % とし, 気乾状態の場合, 11 ~ 17 % とする。[28]

表 2.9: 試験体木材一覧

試験体 番号	$\rho^{*1)}$ [g/cm ³]	$u^{*1)}$ [%]	$a^{*1)}$ [mm]	$b^{*1)}$ [mm]	$\varepsilon^{*1)}$ [%]
C1a	0.394	18	14.6	11.4	78
C1b	0.433	26	14.8	10.9	73
C2a	0.391	18	14.8	10.8	73
C2b	0.453	26	14.3	8.7	61
C4a	0.422	19	14.7	11.0	75
C4b	0.424	26	14.3	10.1	70
C7a	0.358	19	14.9	11.6	78
C7b	0.453	26	14.6	10.7	73
C15a	0.393	19	14.2	10.6	75
C15b	0.464	26	14.8	10.0	68
C30a	0.390	19	13.9	11.1	80
C30b	0.411	26	14.6	10.7	74
C60a	0.359	19	14.5	11.1	77
C60b	0.434	26	14.7	10.8	73
C150a	0.398	19	14.5	10.8	74
C150b	0.425	24	14.5	11.0	76
以下実験未終了試験体					
C180a	0.362	19	14.7	10.7	73
C180b	0.437	26	14.7	10.4	70
C365a	0.390	19	14.4	10.9	76
C365b	0.429	26	14.8	10.8	73
C730a	0.411	19	14.8	10.8	73
C730b	0.437	26	14.5	10.5	73
C1095a	0.439	19	14.9	10.0	67
C1095b	0.421	26	14.6	10.5	72

ρ : 木材密度, u : 木材含水率, a : 座掘穴底の木材厚さ,
 b : 木材めり込み深さ, ε : ひずみ度 ($\varepsilon = b/a$)

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

表 2.10: 接合部一覧

試験体 番号	T_0 [kN]	T_1 [kN]	T_1/T_0 [%]	T_t [kN]	T_t/T_1 [%]	t [day]
C1a	106	60	57	60	100	1
C1b ^{*2)}	-	-	-	-	-	1
C2a ^{*10)}	163	100	61	98	98	2
C2b	90	46	51	45	97	2
C4a	133	79	59	71	90	4
C4b ^{*10)}	105	53	50	45	85	4
C7a	141	81	58	69	85	7
C7b	133	79	60	67	84	7
C15a	93	56	60	44	79	15
C15b ^{*2)}	-	-	-	-	-	15
C30a ^{*2)}	-	-	-	-	-	30
C30b	99	58	59	37	64	30
C60a	86	53	61	25	47	60
C60b ^{*2)}	-	-	-	-	-	60
C150a ^{*2)}	-	-	-	-	-	150
C150b	169	99	59	48	49	150
以下実験未終了試験体						
C180a	107	63	59	-	-	-
C180b ^{*2)}	-	-	-	-	-	-
C365a ^{*10)}	79	34	43	-	-	-
C365b	104	57	55	-	-	-
C730a ^{*10)}	172	107	62	-	-	-
C730b	110	61	56	-	-	-
C1095a	94	56	60	-	-	-
C1095b	107	55	52	-	-	-

T_0 : 初期導入張力, T_1 : 張力導入から 1 日後のボルト張力,

T_t : 加力実験時張力 (張力導入から t 日後),

t : ボルト締付けから載荷までの日数

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

*2) 締付け時にひずみゲージが破断した。

*10) 締付け時にゲージが 1 枚破断したため, 残ったゲージのデータを基に参考値とした。

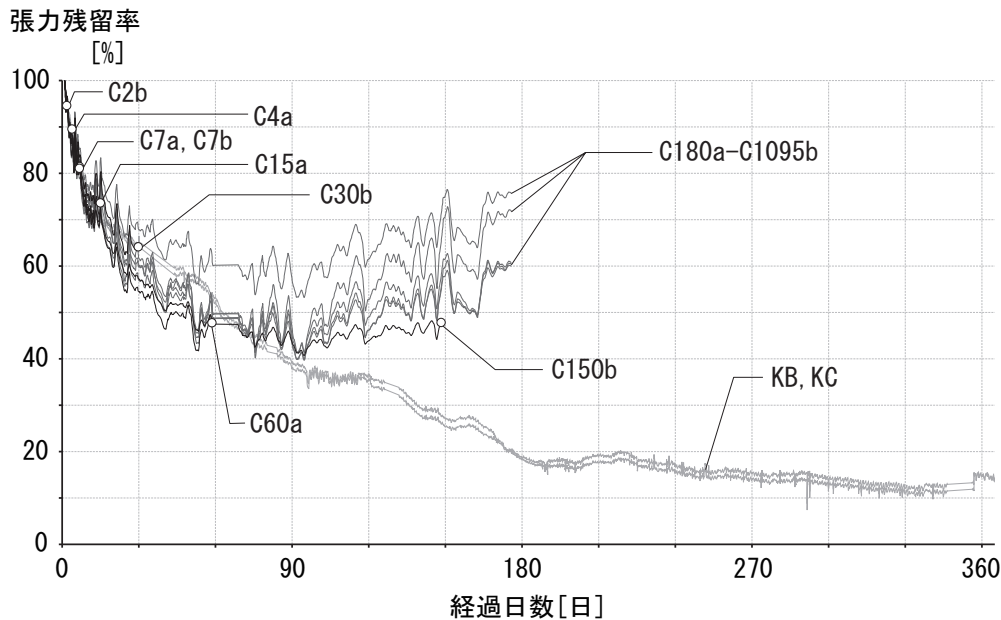


図 2.26: 張力残留率 (C シリーズ)

図 2.27～図 2.30 に C1a～C2b, C4a～C7b, C15a～C30b, C60a～C150b のせん断力とずれ量 Δ の関係を示す。表 2.11 に 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20kN 耐力時における割線せん断剛性および荷重降下点, 最大耐力を示す。

実験結果より初期剛性 (2.5kN 耐力時) は 32～124kN/mm (平均 62kN/mm), 荷重降下点は 13～38kN (平均 20kN), 最大耐力は 13～42kN (平均 25kN) で、皿ばね座金の無い試験体と比較してばらつきが大きい結果となり、平均値はそれぞれ約 15%, 約 25%, 約 15% 小さい結果となった^{*5}。また試験体作製から 150 日以内においては初期剛性, 荷重降下点, 最大耐力と経過日数や実験時ボルト張力の間に明確な相関関係は確認されなかった。

皿ばね座金の無い場合と比較して、剛性が低かったことの原因として、皿ばね座金が無い場合は図 2.18 に示したように剛体的に変形したボルトが、ナット・ワッシャー間に皿ばね座金が配されることによって、剛体的に変形しないことが想像に難くない。一方で、全体的に値がばらついたことや耐力が低かったことの明確な原因は不明である。しかし事実としてボルトを中心に鋼板強軸まわりに若干量回転していたことを述べておく (図 2.31)。参考のため、試験体の強軸まわり回転量を表 2.12 に示す。回転量が大きかったものは総じて、剛性・耐力が低かった。ただし、回転量が小さかったもので剛性・耐力が低かったものもある。なお実際に部材を作製する際には、一体化接合箇所は一部材に対して複数個存在するため、このような回転による影響はほとんど生じないと考えられる。

^{*5} 試験体作製から 150 日以内の試験体 K1～K7 の平均値と比較した

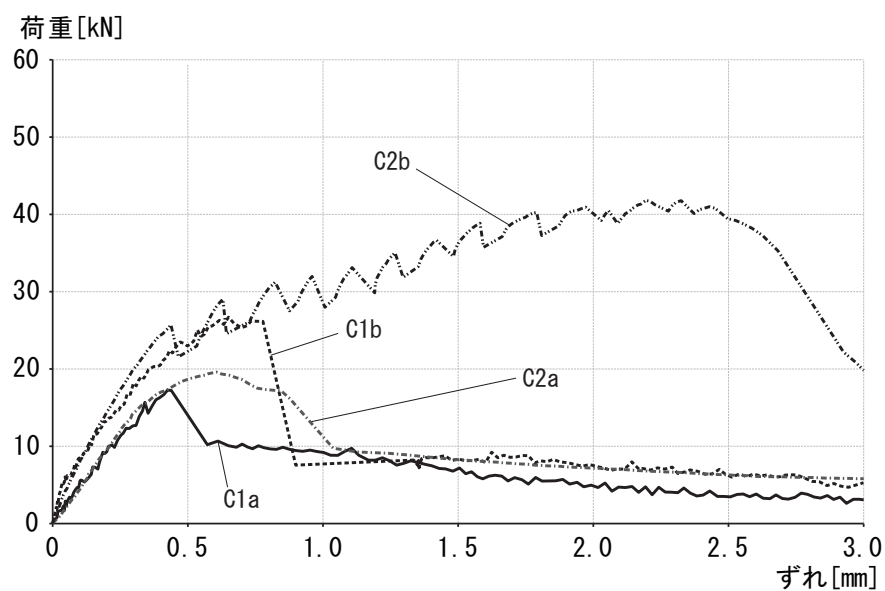


図 2.27: 荷重 - ずれ関係 (C シリーズ)

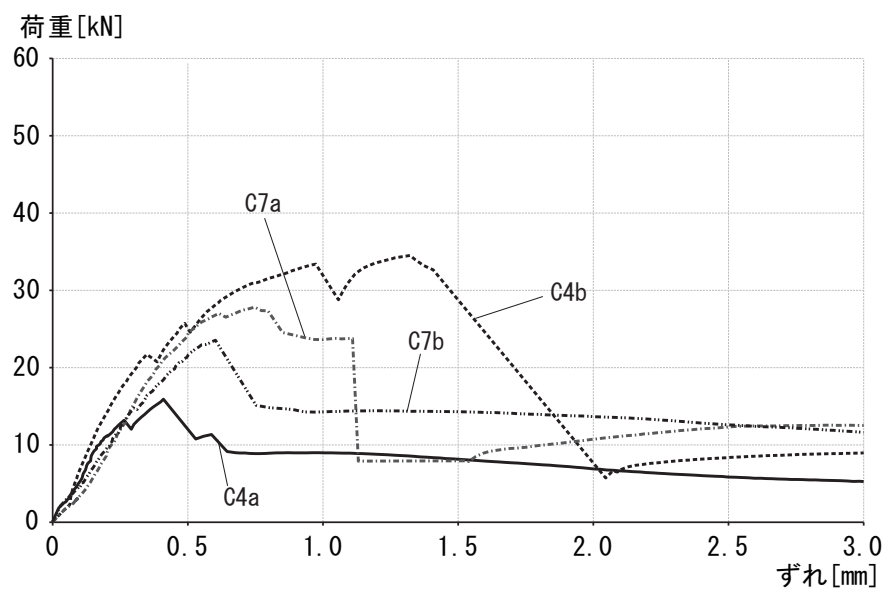


図 2.28: 荷重 - ずれ関係 (C シリーズ)

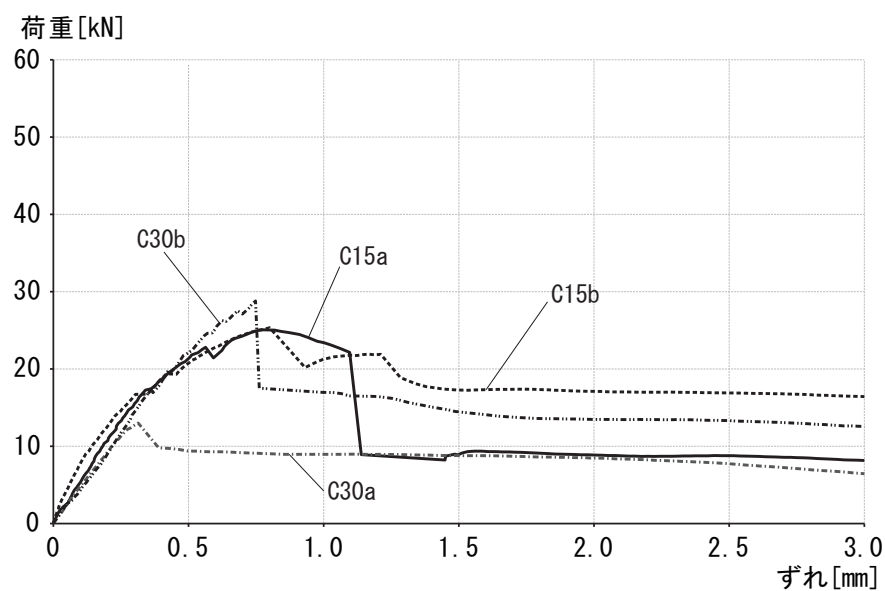


図 2.29: 荷重 - ずれ関係 (C シリーズ)

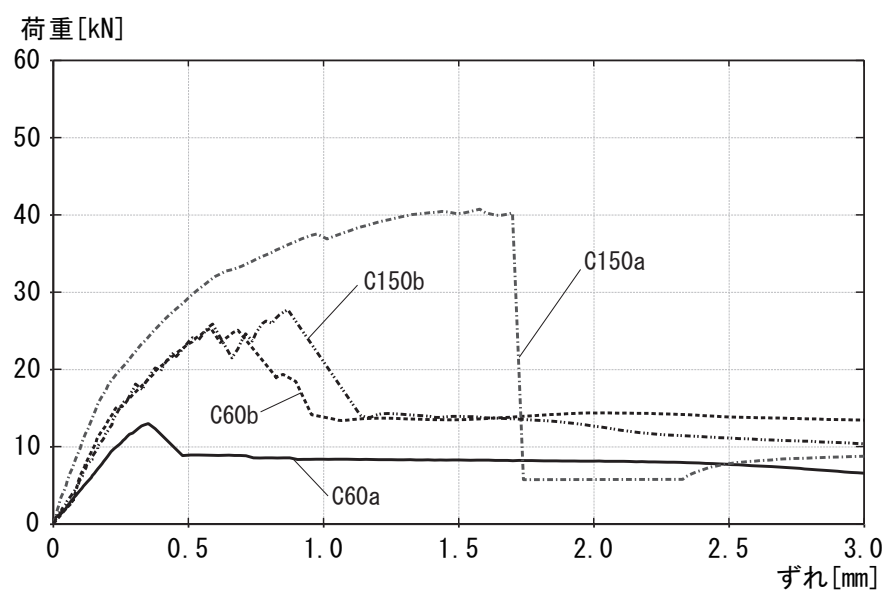


図 2.30: 荷重 - ずれ関係 (C シリーズ)

表 2.11: 皿ばね接合部せん断実験 実験結果

試験体 番号	せん断剛性 ^{*4)} [kN/mm]						Q_d [kN]	Q_{max} [kN]	破壊 形状 ^{*5)}
	2.5kN	5kN	7.5kN	10kN	15kN	20kN			
C1a	48	54	49	48	44	-	16	17	(i)
C1b	124	128	84	70	60	56	23	27	(i)
C2a	41	44	48	47	47	32	20	20	(i)
C2b	88	86	80	76	71	67	26	42	(i)
C4a	58	52	58	57	40	-	13	16	(i)
C4b	39	61	68	71	70	64	22	34	(ii)
C7a	32	37	42	46	50	51	27	28	(i)
C7b	64	47	47	47	46	44	24	24	(ii)
C15a	48	53	53	54	51	45	23	25	(ii)
C15b	100	83	77	70	58	42	19	25	(i)
C30a	48	48	46	46	-	-	13	13	(i)
C30b	49	43	43	46	48	45	17	29	(i)
C60a	44	44	43	42	-	-	13	13	(i)
C60b	40	57	64	66	65	52	15	25	(i)
C150a	116	105	102	98	94	79	38	40	(i)
C150b	55	55	62	61	61	54	18	28	(i)

Q_d : 荷重降下点, Q_{max} : 最大せん断耐力

*4) せん断剛性は原点と各荷重時の点を結んだ割線剛性として求めた。

*5) 破壊形状は図 2.8 における (i), (ii) を示す。 *6) 変位計測を失敗した。

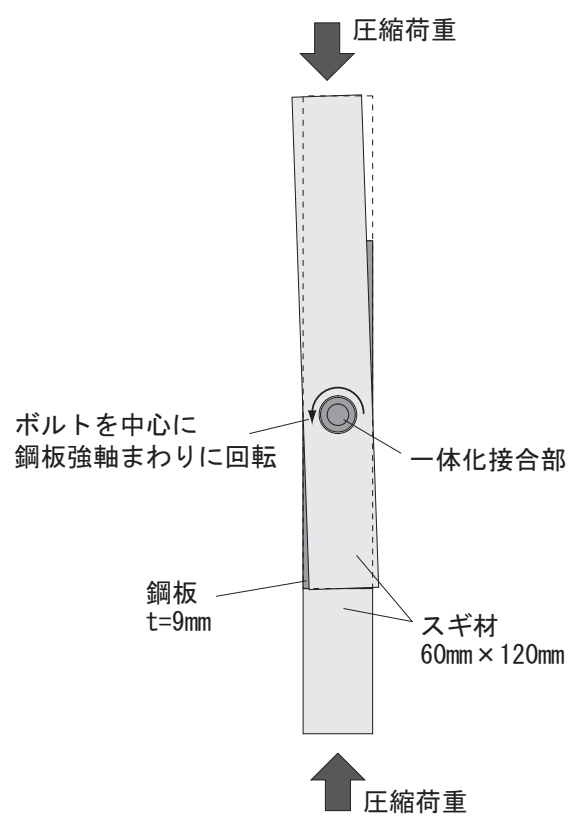


図 2.31: 試験体の回転

表 2.12: ボルトを中心とした強軸まわりの回転量

試験体 番号	回転量 [$\times 10^{-3}$ rad]
C1a	4.4
C1b	0.4
C2a	2.9
C2b	0.04
C4a	7.1
C4b	0.9
C7a	4.8
C7b	5.4
C15a	6.1
C15b	0.1
C30a	0.6
C30b	1.0
C60a	0.5
C60b	2.3
C150a	1.4
C150b	6.0

本節の結果より，皿ばね座金を配することで 150 日経過時に皿ばね座金が無いものと比較して 2 倍以上ボルト張力を維持できたことや，荷重降下点と経過日数の間に明確な相関関係が見られなかったことなど，明らかに改善されていることが確認された。しかし，経時変化による張力変動を検証すべき期間の長さに対して実証済みの期間が短いため今後も注意深く経過を観察する必要がある。

2.5 結論

本章で得られた知見を以下に整理する。

1. 鋼板を木材で挟み、トルシア形高力ボルトにより一体化する接合法を提案した。提案接合法に必要な加工は、鋼材の穴あけ加工、木材の座掘穴あけ加工、トルシア形高力ボルトによる締付のみであり、加工性に優れていると考えられる。提案接合法による接合部試験体を試作し、トルシア形高力ボルトを用いてピンテールが破断するまでボルト張力を導入することで、スギ材に 70 % 前後の繊維直行方向の圧縮ひずみ度を安定して与えられることを例証した。
2. 20mm × 9mm の鋼材を 120mm × 60mm のスギ材で挟み、S10T・M20 のトルシア形高力ボルトで締結した接合部の一面せん断実験を行った。その結果、座掘り穴底厚さ（図 2.6 の a ）が約 10mm から 40mm までの範囲において、試験体作成即時において、提案接合法により 20kN 以上のせん断耐力と、せん断荷重が 2.5kN の時の割線剛性として 50kN/mm 以上 80kN/mm 以下のせん断剛性（平均 64kN/mm）が確保できた。また 1 年間の経時変化が接合部の力学的特性に及ぼす影響を計測した。初期剛性や最大耐力の変化は比較的小さかったが、ボルト張力や荷重降下点の低下が認められた。
3. 一体化接合部の一面せん断時におけるせん断抵抗機構について力学的に考察することで、一面せん断実験において、(1) みかけのすべり係数が 1.0 を超え得ること、(2) 経時によってボルト張力が低下した際に、みかけのすべり耐力（荷重降下点）が低下していくこと、(3) 張力が大きく低下しても抵抗力が生じること、(4) 最大耐力は木材の耐力に起因すること、(5) 離間力が生じた際に一体化度が大きくなることが解明された。
4. 提案一体化接合法のボルトの弛緩を防止するために、平座金とナット（もしくはボルト頭）の間に皿ばね座金（JIS M20-1H）を配した一体化接合法を提案した。本一体化接合法により一体化した試験体を作製し、皿ばね座金の無い試験体と比べて、ボルト張力の低下が改善されることを確認した。また同接合法を用いた試験体に対して、試験体作製から 150 日以内の経時変化を考慮した一面せん断実験を行った。実験を行った期間内においては初期剛性・荷重降下点・最大耐力のいずれにおいても経時による明確な影響は確認されなかった。実験結果は皿ばね座金が無い場合の試験体と比較して、ばらつきが大きかった上に（初期剛性は 32 ~ 124kN/mm（平均 62kN/mm）、荷重降下点は 13 ~ 38kN（平均 20kN）、最大耐力は 13 ~ 42kN（平均 25kN））、初期剛性・荷重降下点・最大耐力の平均値はそれぞれ約 15 %、約 25 %、約 15 % 小さい結果となった。耐力が小さい原因は定かでないが、剛性が小さい原因は皿ばね座金を配したことにより、ボルトが剛体的に変形しなくなったことが考えられる。

本論文では、(1) 一体化接合部耐力について、材料強度実測値に基づいた定量的な評価がなされていないこと、(2) せん断力伝達機構は仮説であり、実証されていないこと、(3) 経時変化による張力変動を検証すべき期間の長さに対して実証済みの期間が短いこと、など実験で実証できていない未解明な部分があり、これらは今後の課題として注視する必要がある。

第 3 章

鋼木複合断面軸力材の構造性能評価

3.1 序

本章で提案する複合断面軸力材を図 3.1 に示す。提案部材は鋼板通し材を 2 本の木材通し材で挟み込み、2 章で提案したトルシア形高力ボルトを用いた一体化接合法（図 3.2）によって鋼木間を緊結した断面構成とする。このような断面とすることで、鋼材の高い剛性と強度を利用する一方、木材を座屈拘束として断面性能に寄与させた複合断面部材が構成できる。

本複合断面軸力材を木質構造の一部に利用する際の利点として、木質部材との接合に一般的な木造用接合金物を用いることができるほか、耐震壁に構造用合板を用いる場合などにも、釘を用いた固定方法が可能であり、従来の木質構造との相性もよいことや、鋼木複合断面部材同士（柱と梁等）の接合には断面内の鋼板同士を木材部分から突出させ、高力ボルトで接合することが可能であり、木質構造の短所である接合部の強度を改善できることや、一般の木材同士の接合よりも剛に近い形で接合でき、ラーメン架構を容易に構成できることなどが挙げられる。

提案複合断面軸力材の実用化に際して、部材の構造性能として、引張性能・圧縮性能・曲げ性能の 3 点についての評価が一時的に重要になる。本章では、引張性能および座屈を考慮しない圧縮性能については鋼材の高い剛性を十分に活用できることが自明である。

提案軸力材は強軸（図 3.1 中 X 軸）と弱軸（図 3.1 中 Y 軸）が存在し、これら各々は複合断面部材に実用的な寸法を想定した場合、挟み込まれた鋼板の強軸と弱軸に一致する。ゆえに複合断面強軸まわりの曲げモーメントは高剛性の鋼板^{*1}にほとんど負担され、強軸まわりに関しては鋼板（強軸まわり）と同程度の曲げ性能とオイラー座屈荷重を有する。一方、複合断面軸力材の弱軸まわり曲げ性能に関しては木材が鋼板の補剛材として機能するため鋼板単体として使用するよりも十分に高い曲げ性能とオイラー座屈荷重を有することが期待できる。実際に本複合断面軸力材を使用する際は、一般に図 3.3 のように構造用合板により弱軸まわりの曲げが更に拘束されることが想定されるが、本論文では提案軸力

^{*1} スギ製材が $4.5 \sim 7.0 \text{ kN/mm}^2$ であるのに対して、鋼板は 205 kN/mm^2

材の構造性能に関する基礎的な研究として先ず簡単のために、軸力材を構成する木材のみが曲げ拘束として機能した場合の弱軸まわりの曲げ性能および座屈変形が生じる際の圧縮性能について解析的・実験的に評価する。

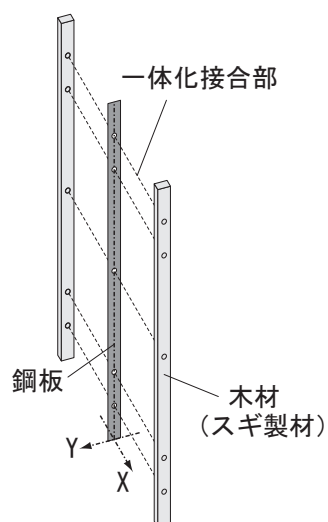


図 3.1: 提案複合断面軸力材

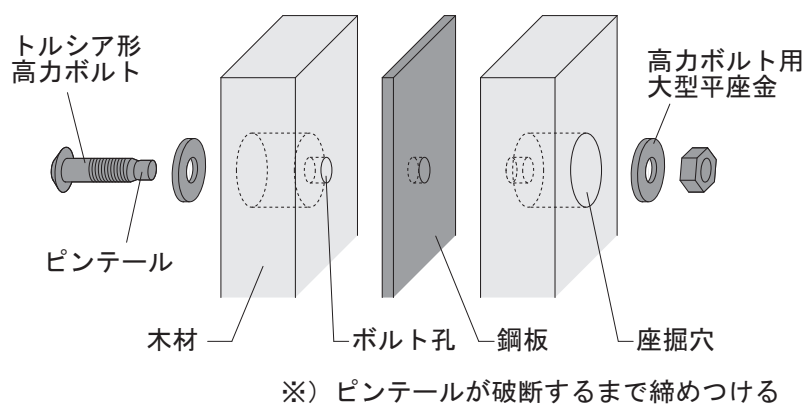


図 3.2: 提案一体化接合部

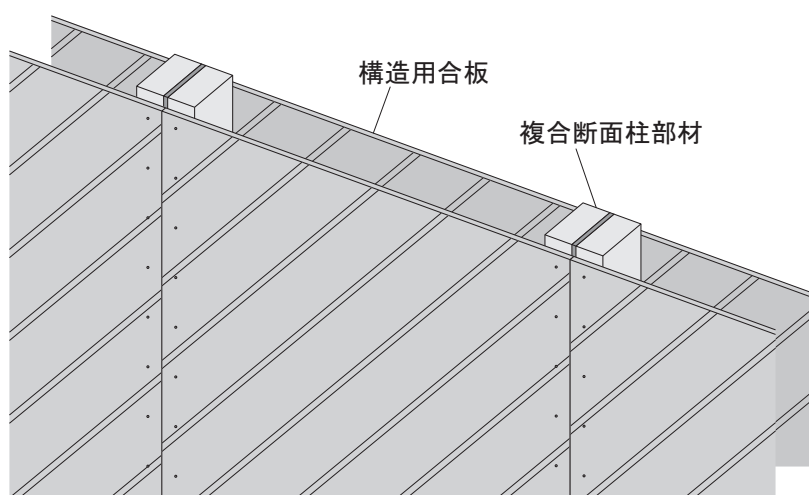


図 3.3: 構造用合板による軸力材の座屈拘束

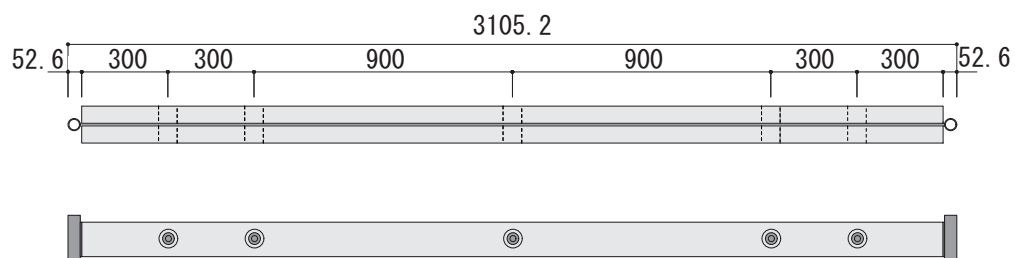
3.2 弱軸まわり曲げ剛性と軸圧縮耐力の実験的評価

3.2.1 概要

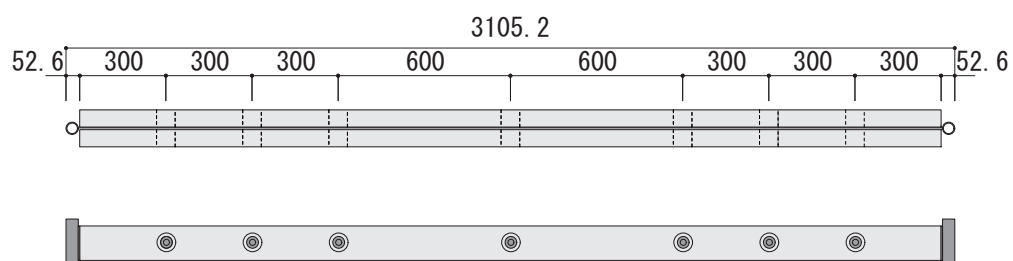
2章で示した提案接合方法を用いた鋼木複合断面軸力材について、はじめに部材の曲げ剛性を得ることを目的とした弾性範囲内における3点曲げ実験を行なう。次に同一の試験体を用いて部材の軸圧縮耐力や破壊性状の確認を目的とした軸圧縮実験を行う。なお試験体は接合箇所をパラメータとして2種類作成し、一体化接合部数の違いが構造性能に及ぼす影響を確認することも目的とする。

3.2.2 試験体

試験体 C1, C2 の概要を図 3.4 に、一体化接合部断面を図 3.5 に示す。試験体 C1, C2 ともに断面寸法約 60 × 120mm の木材を用いて断面寸法 9 × 120mm の鋼材を挟みこみ、トルシア形高力ボルトを用いた一体化接合方法により一体化する。木材の座掘り穴底厚さ a は、座掘り穴底厚さが確保でき、かつ一般に使用される高力ボルトを用いることができる厚さの 15mm とし(第2章参照)、トルシア形高力ボルト(S10T、M20)を用いる。木材の長さは 3000mm、鋼板の長さは 3010mm とする。鋼板の先端部分には軸圧縮実験の際に境界条件をピン支持とするために直径 47.6mm、長さ 175mm(板厚 3.2mm)の鋼管を図 3.4 のように溶接し、鋼管の芯々間距離は 3057.6mm とする。一体化接合部数は試験体 C1 が試験体中心に 1 箇所と木材両端部それぞれから 300mm 間隔で 2 箇所ずつの合計 5 箇所、試験体 C2 が試験体中心部と木材両端部それぞれから 300mm 間隔で 3 箇所ずつの合計 7 箇所とする。



(i) 試験体C1 (5箇所接合)



(ii) 試験体C2 (7箇所接合)

図 3.4: 試験体概要

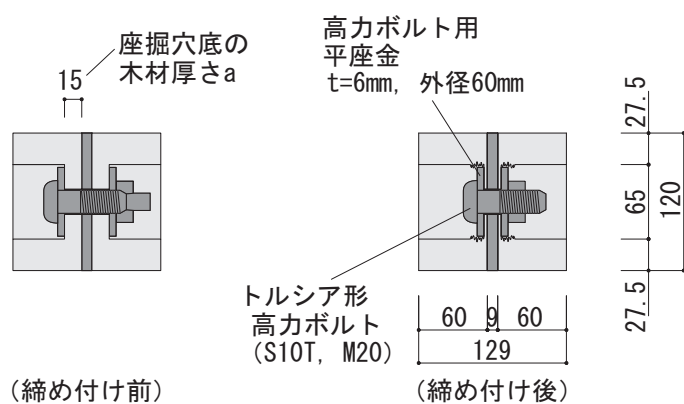


図 3.5: 一体化接合部断面

使用材料

試験体 C1, C2 に使用する木材の含水率 u , 密度 ρ , 詳細寸法, ヤング係数 E , および使用する鋼材の詳細寸法を表 3.1 に示す。試験体 C1 に使用する木材を C1-a および C1-b, 試験体 C2 に使用する木材を C2-a, C2-b, 鋼材をそれぞれ C1-PL, C2-PL とする。木材の密度は計測した重量を体積で除して算出し, 含水率は木材の表面, 裏面ともに 4 箇所ずつ計測を行い, その平均値とした。含水率は 12.0 % から 16.5 % であり, スギ材の気乾状態における含水率の範囲内にあった。またヤング係数は, それぞれの試験体について弾性範囲内で 3 点曲げ試験を行い, 得られた荷重 - 変形関係から式 (3.1) を用いて曲げ剛性 EI を算出し, 曲げ剛性 EI を木材の詳細寸法から得られる断面二次モーメント I で除すことにより算出した。

$$EI = \frac{Pl^3}{48\delta} \quad (3.1)$$

ただし, P は荷重, l は支点間距離, δ は部材中央点のたわみ量とする。なお木材の 3 点曲げ試験は支点間距離を 900mm とし, 木材の断面欠損 (座掘り穴部分) を避けた区間に対して行なった。

表 3.1: 使用材料 諸値

試験体 番号	材料 番号	u [%]	ρ [g/cm ³]	幅 [mm]	せい (厚さ) [mm]	長さ [mm]	E [kN/mm ²]
C-1	C1-a	14.9	0.35	120.1	57.2	3000	4.16
	C1-b	16.5	0.41	119.5	59.7	3000	5.57
	C1-PL	-	-	120.0	8.88	3010	-
C-2	C2-a	12.0	0.35	119.7	58.2	3000	3.79
	C2-b	16.4	0.41	120.3	57.2	3000	4.78
	C2-PL	-	-	120.0	8.91	3010	-

u : 含水率, ρ : 密度, E : ヤング係数

ひずみ計測位置

鋼板と木材のひずみ度をひずみゲージを用いて計測した。図 3.6, 図 3.7 にそれぞれの計測箇所を示す。Ss は鋼板の計測箇所, Sw は木材の計測箇所とする。なお変形の対称性を考慮して, ひずみゲージの貼り付け箇所は片側半分集中させた。

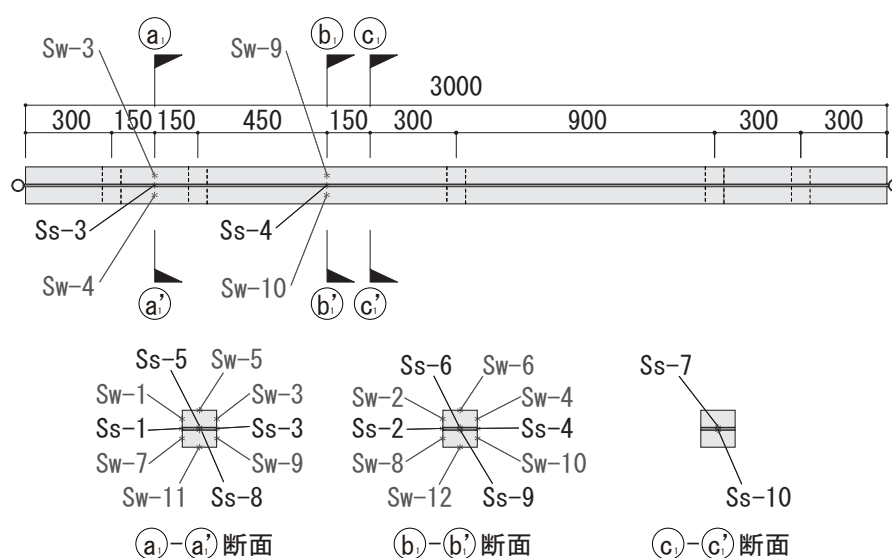


図 3.6: ひずみ計測位置 (試験体 C1)

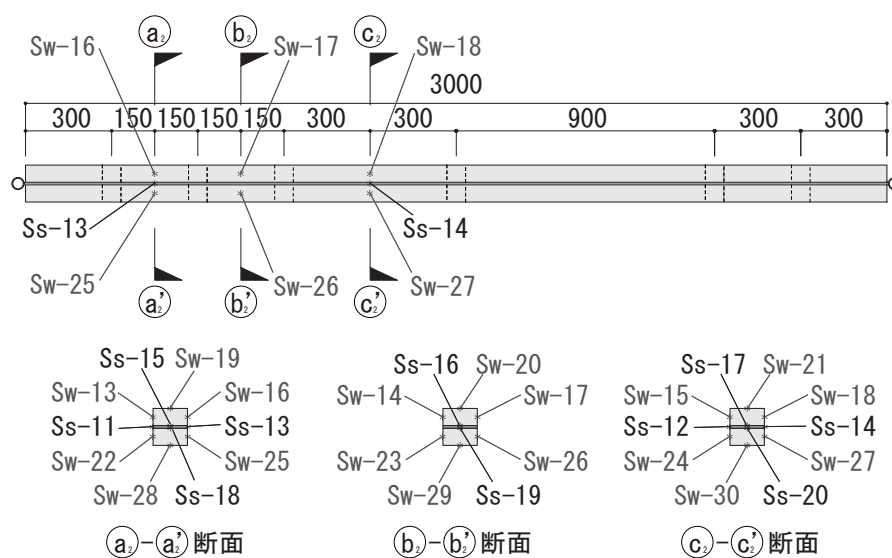


図 3.7: ひずみ計測位置 (試験体 C2)

3.2.3 3 点曲げ実験

実験方法

試験体 C1, C2 について, それぞれの曲げ剛性を評価するために部材の弾性範囲内における 3 点曲げ実験を行う。実験方法を図 3.8, 写真 3.1, 写真 3.2 に示す。鋼材に溶接した試験体両端の鋼管の下部に L 形鋼を介してローラー治具を設置して支点とし (支点間距離は 3057.6mm), 試験体中心部に載荷する。最大荷重は 1.5kN とする。なお載荷は一体化接合部 (トルシア形高力ボルト) を押すことで鋼材に直接荷重を作用させる。試験体中央部の鉛直方向変位 $d1$ と試験体両端部の鉛直方向変位 $d2, d3$ の平均値の差を試験体中央部における加力方向のたわみ量 δ とした。試験体をならすために一度載荷した後除荷し, 二度目の載荷時の測定値を実験値として採用する。

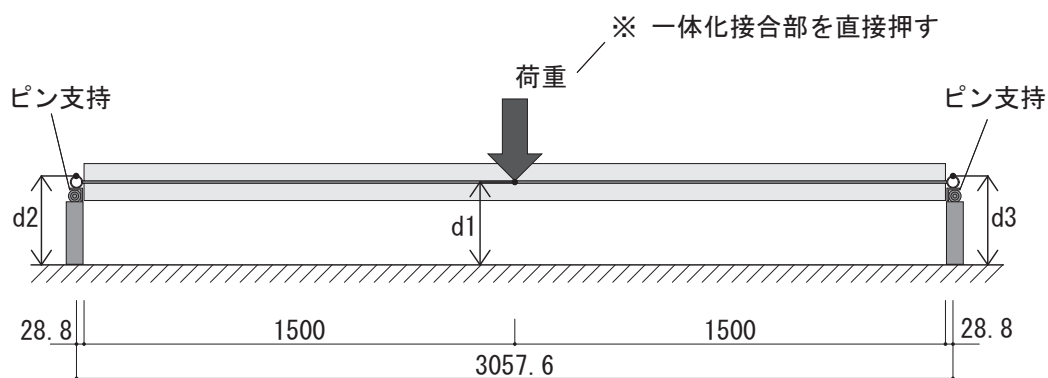


図 3.8: 3 点曲げ実験概要

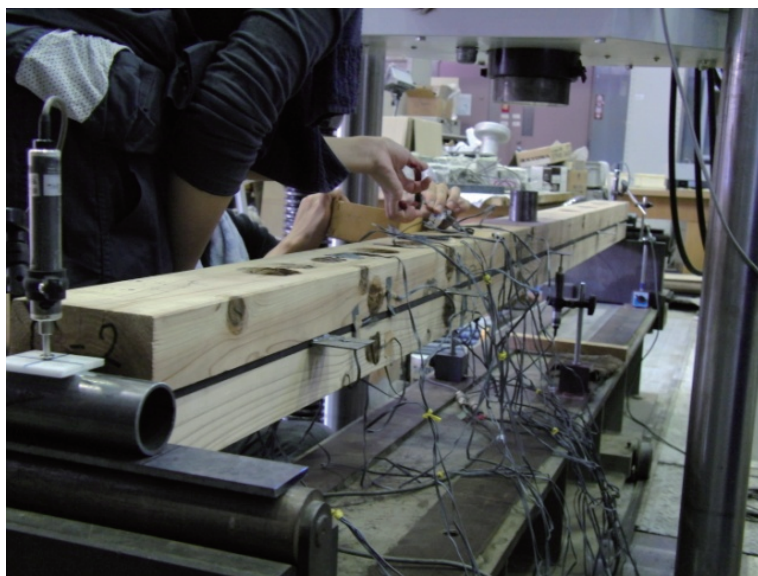


写真 3.1: 3点曲げ実験概要その1

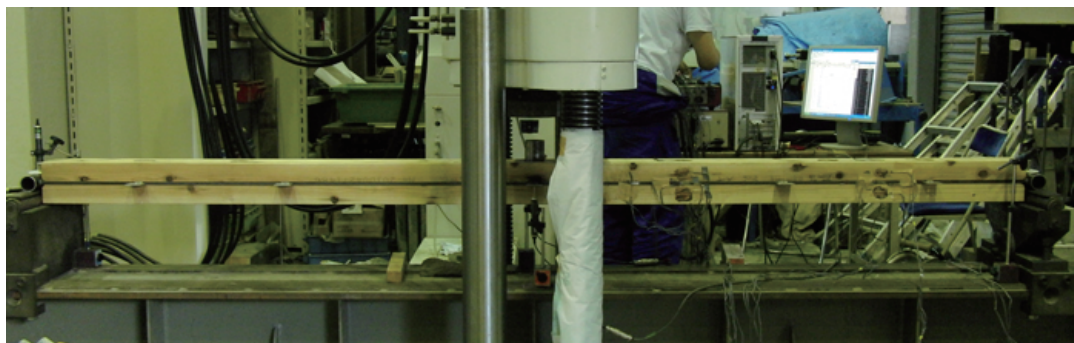


写真 3.2: 3点曲げ実験概要その2

実験結果

図 3.9, 図 3.10 に載荷点における荷重とたわみ量の関係を示す。横軸を試験体中央 (載荷点) のたわみ量, 縦軸を荷重とする。図中実線で実験結果を示す。点線で実験結果を最小二乗法により線形近似したグラフを示す。線形近似したグラフの傾きを K とすると, 式 (3.2) より試験体 C1, C2 それぞれの試験体の弱軸回りの等価曲げ剛性 $(EI)_e$ が算出できる。

$$(EI)_e = \frac{Kl^3}{48} \quad (3.2)$$

ただし l は支点間距離とする。式 (3.2) から求めた $(EI)_e$ は, 試験体 C1 では $91.9 \text{ kN}\cdot\text{mm}^2$, 試験体 C2 では $92.7 \text{ kN}\cdot\text{mm}^2$ となった。一体化接合部数が多い試験体 C2 の方が若干曲げ剛性が大きくなったが, その差は小さく, 1% 程度であった。

鋼材と木材が完全に一体化したと仮定した場合 (平面保持が成立する場合) の曲げ剛性の理論値 $(EI)_{pe}$ および鋼材と木材が完全に独立して挙動する場合の曲げ剛性の理論値 $(EI)_{0e}$ を同表に示す。ヤング係数が異なる複数の材料が積層された場合の $(EI)_{pe}$, $(EI)_{0e}$ はそれぞれ式 (3.3), 式 (3.4) で表される。

$$(EI)_{pe} = \sum E_i I_i + \sum E_i b_i t_i (\lambda - d_i)^2 \quad (3.3)$$

$$(EI)_{0e} = \sum E_i I_i \quad (3.4)$$

λ は部材の底面から中立軸までの距離とし, 式 (3.5) で表される。

$$\lambda = \frac{\sum E_i b_i t_i d_i}{\sum E_i b_i t_i} \quad (3.5)$$

ただし, E_i は i 番目の層のヤング係数, I_i は i 番目の層の断面 2 次モーメント, b_i は i 番目の層の幅, t_i は i 番目の層の厚さ, d_i は底面から i 番目の層の中立軸までの距離とする。

表 3.2 に曲げ剛性の実験値と理論値を示す。曲げ剛性の実験値 $(EI)_e$ は試験体 C1, C2 ともに, 理論値 $(EI)_{pe}$ と $(EI)_{0e}$ の間の値を示しており, 試験体 C1 では $(EI)_p$ の 87 %, 試験体 C2 では 99 % の値を示した。試験体 C2 において実験値が完全に一体化したと仮定した場合の理論値とほぼ同じ値になり, トルシア形高力ボルトを用いた提案接合方法によって, 鋼材と木材に高い一体性を得られることが確認された。

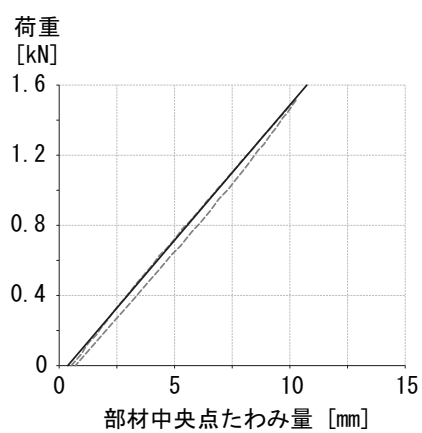


図 3.9: 荷重-変位関係 (試験体 C1)

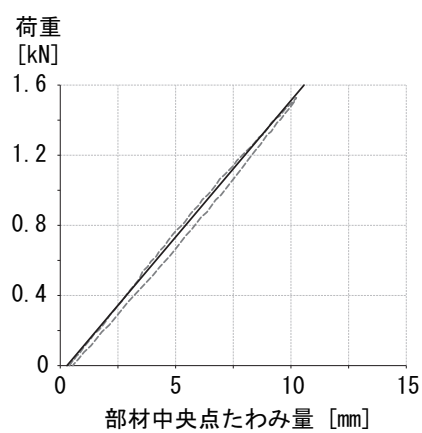


図 3.10: 荷重-変位関係 (試験体 C2)

表 3.2: 曲げ剛性の比較 その 1 (実験値と理論値)

試験体 番号	$(EI)_e$ [kN·m ²]	$(EI)_{0e}$ [kN·m ²]	$(EI)_{pe}$ [kN·m ²]	$(EI)_e / (EI)_{pe}$ [%]
C-1	91.9	12.0	105.5	87
C-2	92.8	10.7	93.2	99

3.2.4 軸圧縮実験

実験方法

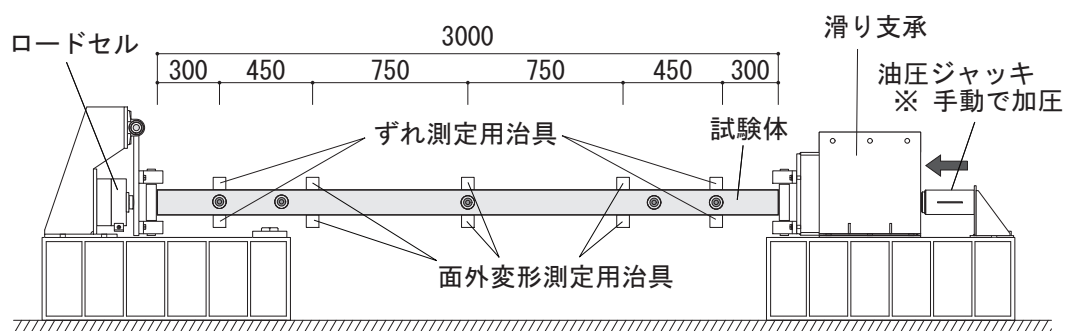
複合断面軸力材に関して、軸圧縮耐力、破壊性状、圧縮力作用時の部材挙動を評価するために3点曲げ実験を行なった試験体と同一の試験体 C1, C2 に対して軸圧縮実験を行う。実験方法を図 3.11 に示す。

加力は手動の油圧ジャッキを用いて行い、加力側端部の鋼管部分に通した鋼棒に加力することで、鋼板部分に直接荷重を作用させる。試験体をならすために一度 1.0kN の荷重を加えた後除荷し、二度目の載荷時の測定値を実験値として採用する。

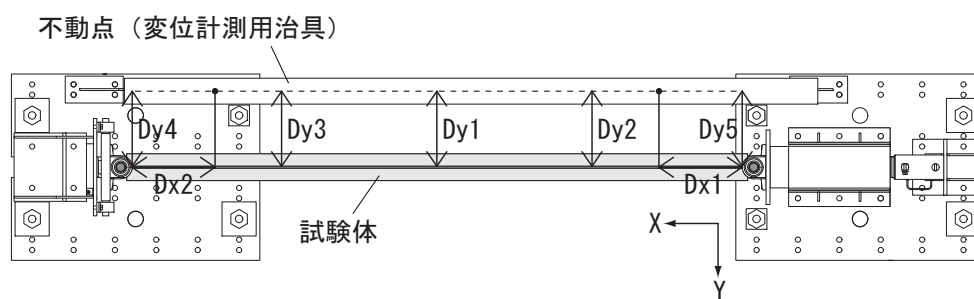
支持条件として、加力側と逆側の端部はすべての変位を拘束する。一方、加力側の端部は滑り支承^{*2}となる治具を用いて、材軸方向を除いた水平変位、鉛直変位を拘束する。回転についての支持条件は、試験体両端部に鋼管を溶接し、その鋼管と固定した転がり軸受（ベアリングユニット）に鋼棒を通すことで、弱軸まわりの回転のみ拘束しないものとする。図 3.12 に境界条件を示す。

また計測変位を図 3.11 に示す。材軸方向を X 軸、面外方向を Y 軸とし、X 軸方向の変位は加力側端部の変位 D_{x1} 、逆側端部の変位 D_{x2} を測定し、2 つの和を試験体の材軸方向の変形量として記録する。また Y 軸方向の変位は中心部の変形 D_{y1} 、4 分の 1 点の変位 D_{y2} , D_{y3} 、両端部の変位 D_{y4} , D_{y5} を測定し、中心部、および試験体の 4 分の 1 点のたわみ量はそれぞれ D_{y1} と D_{y4} , D_{y5} の平均の差および D_{y2} と D_{y4} , D_{y5} の差、 D_{y3} と D_{y4} , D_{y5} の差とする。なお、たわみ量については図中 Y 軸方向を正とする。鋼材と木材のずれは図 3.11 中の鋼材が木材に対して X 軸正方向にずれる方向を正とする。ずれはそれぞれ木材端部から 300mm の位置で計測する。面外変位および鋼板と鋼材と木材のずれを測定するための鋼板は部材を構成する鋼材に直接溶接した。

^{*2} 柱状体の 4 面に摩擦係数の小さいテフロンシートを張り付け、その周囲をさらにテフロンシートを張った治具で囲むことで構成した治具



立図図



平面図

図 3.11: 軸圧縮実験概要

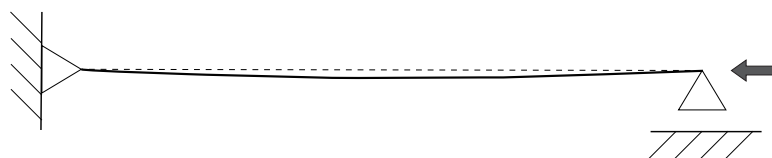


図 3.12: 軸圧縮実験 (境界条件)



写真 3.3: 軸圧縮実験概要その1

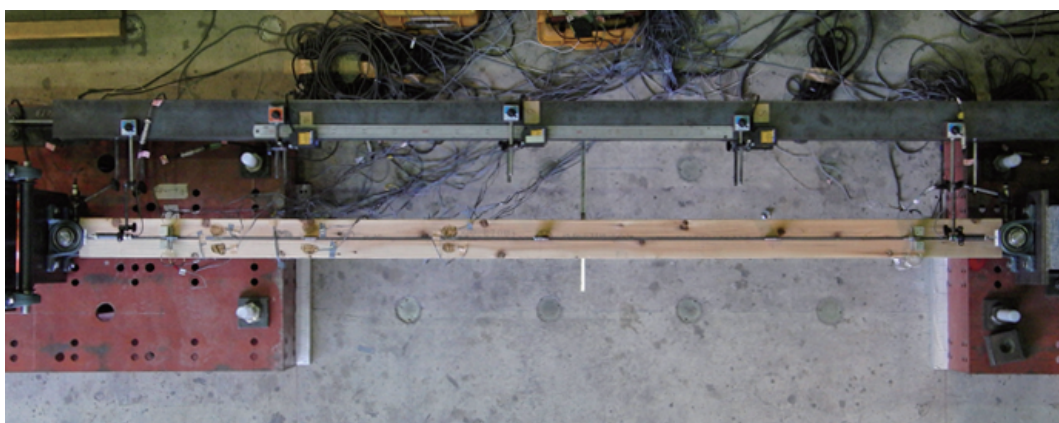


写真 3.4: 軸圧縮実験概要その2

圧縮荷重 - 軸方向変形関係

図 3.13 に載荷点側部材端部の材軸方向変形と圧縮荷重の関係を示す。横軸は材軸方向変形，縦軸は圧縮荷重を示す。図中黒色実線は試験体 C1 を，灰色実線は試験体 C2 を示す。なお試験体端部の鋼管とその中を通る鋼棒の間に隙間が生じているため，その分の変位を考慮し，荷重が上昇しだす点を初期値とし材軸方向変位を求めた。最大荷重時の材軸方向変形は試験体 C1 で約 3.3mm，試験体 C2 で約 3.0mm であった。試験体 C1，C2 はともにほぼ同様の挙動を示しているが，一体化接合部数の多い試験体 B の方が圧縮荷重 - 材軸方向変形関係の勾配は大きくなった。試験体 C1，C2 それぞれの最大圧縮耐力は約 79kN，約 77kN であり，両者にほとんど差は見られなかった。

3.2.3 節で得られた鋼材と木材が完全に一体化したと仮定した場合（平面保持が成立する場合）の曲げ剛性の理論値 $(EI)_{pe}$ および鋼材と木材が完全に独立して挙動する場合の曲げ剛性の理論値 $(EI)_{0e}$ を用いて，式 (3.6) からオイラー座屈荷重 P_{crpe} と P_{cr0e} が算出される。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (3.6)$$

ただし l_k は座屈長さとする。各値を表 3.3 に示す。実験値は平面保持を仮定した理論値と比較して 7 割以上の耐力を有しており，木材が鋼材の座屈拘束として働くことで座屈耐力が向上していることを確認された。

3 点曲げ実験により求めた曲げ剛性 $(EI)_e$ を用いて式 (3.6) から算出した弾性座屈荷重 P_{Eie} を表 3.3 に示す。実験値は P_{Eie} よりも約 8 割ほど小さい値となった（試験体 C1 で 97kN，試験体 C2 で 98kN）。

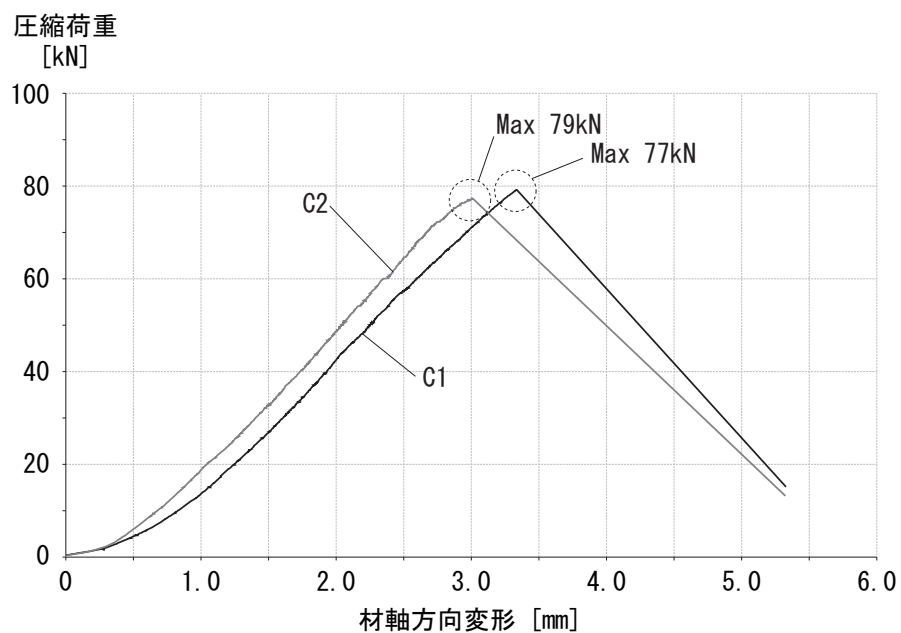


図 3.13: 材軸方向の荷重-変形関係

表 3.3: 圧縮耐力の比較 その1 (実験値と理論値)

試験体 番号	P_e [kN]	P_{cr0e} [kN]	P_{crpe} [kN]	$\frac{P_e}{P_{crp}}$	P_{EIe} [kN]	$\frac{P_e}{P_{EIe}}$
C1	79.1	12.7	111.4	0.71	97.0	0.82
C2	77.1	11.3	98.4	0.78	98.0	0.79

P_e : 最大圧縮耐力 (実験値)

P_{cr0e} : 鋼材と木材が完全に独立して挙動すると仮定した場合のオイラー座屈荷重

P_{crpe} : 平面保持を仮定した場合のオイラー座屈荷重

P_{EIe} : 3点曲げ実験から得られた曲げ剛性を用いて算出したオイラー座屈荷重

破壊性状

破壊性状を写真 3.5, 3.6 に示す。接合箇所数に係わらず, 試験体 C1, C2 とともに鋼材と木材が離間し, 試験体端部の一体化接合部において木材が割れ裂ける形状となった。これにより木材の座屈拘束としての機能が低下したため, 軸圧縮耐力は 3 点曲げ実験から得られた等価曲げ剛性 (EI)_e から算出した弾性座屈荷重 P_{ELe} よりも小さい値となったと考えられる。このような破壊性状を防ぐことで圧縮耐力が向上される可能性が考えられ, 今後の検討課題として挙げられる。



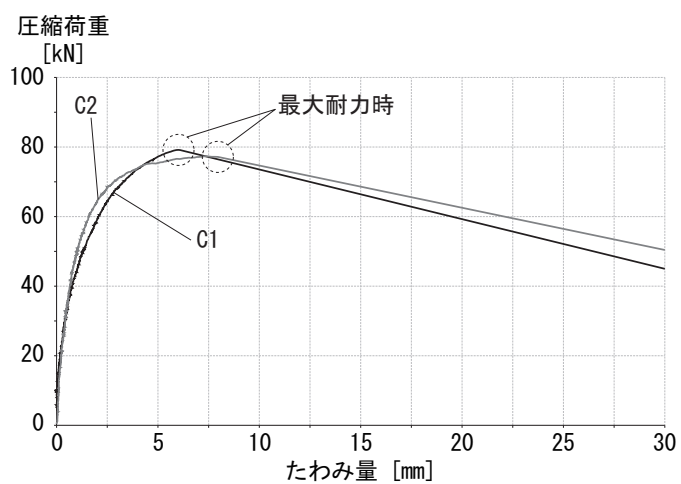
写真 3.5: 破壊性状 (試験体 C1)



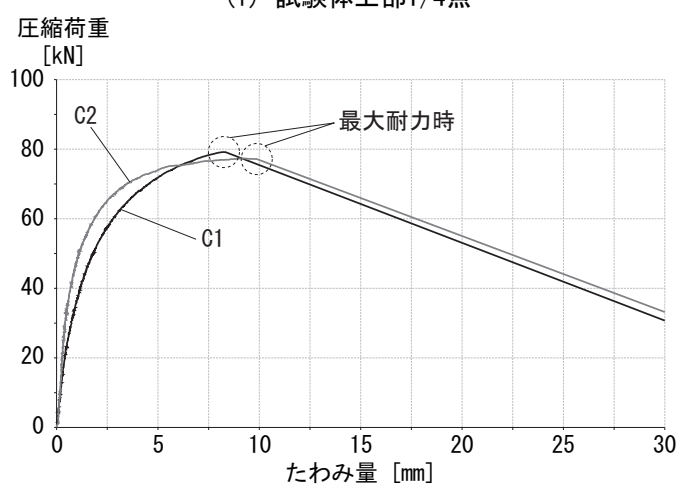
写真 3.6: 破壊性状 (試験体 C2)

圧縮荷重-たわみ量関係

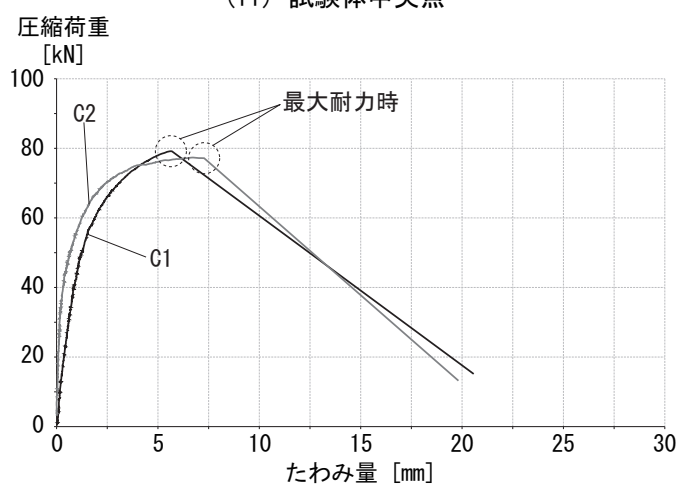
軸圧縮実験により得られた試験体 C1, C2 それぞれの圧縮荷重-部材のたわみ量関係のグラフを図 3.14 に示す。横軸はたわみ量, 縦軸は材軸方向の荷重を示す。図中黒色実線は試験体 C1, 灰色実線は試験体 C2 を示す。測定位置は試験体中央部, 木材端部からそれぞれ 750mm (材長の 1/4 の点) とする。以下加力側の測定点を上部, 反対側を下部とし, 図 3.14 (i) で試験体上部, 図 3.14 (ii) で試験体中央部, 図 3.14 (iii) で試験体下部におけるたわみ量と荷重の関係を示す。上部, 中央部, 下部それぞれについて向かい合う 2 点のたわみ量の平均を示している。試験体下部においては C1, C2 の挙動に差異はほとんど見られないが, 試験体上部と中央部においては同荷重時におけるたわみ量は C2 よりも C1 の方が大きい。これは 3 点曲げ実験結果で C1 よりも C2 の方が曲げ剛性が大きかった結果と一致する。



(i) 試験体上部1/4点



(ii) 試験体中央点

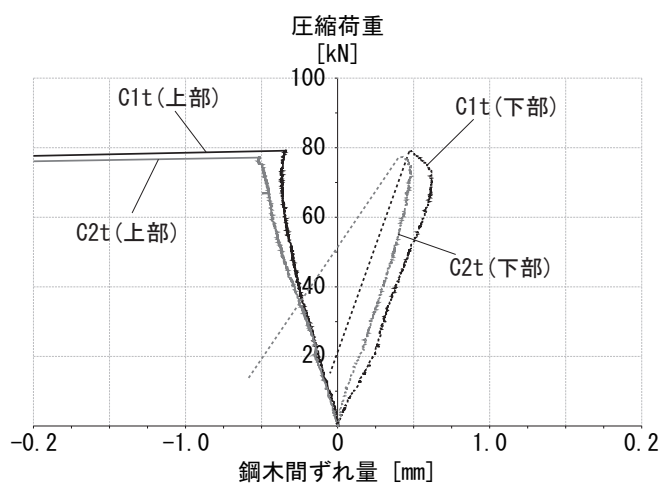


(iii) 試験体下部1/4点

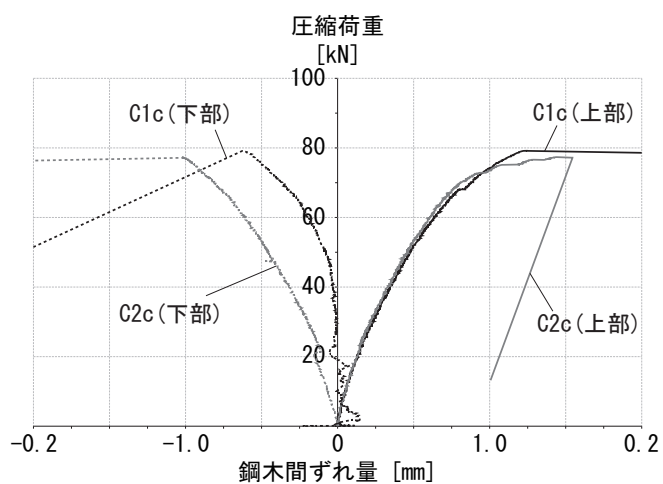
図 3.14: 荷重-面外方向変形関係

圧縮荷重 - 鋼木間ずれ関係

試験体 C1, C2 それぞれの一体化接合部付近における鋼木間ずれ変位と圧縮荷重関係を図 3.15 に示す。横軸に鋼木間のずれを、縦軸に圧縮荷重を示す。各試験体において両端部から 300mm の点で、各木材と鋼材とのずれを計測した。これは試験体端部の一体化接合部の位置に一致する。以下部材の曲げ変形に伴い、曲げ引張が生じる側の木材を C1t および C2t, 曲げ圧縮が生じる側の木材を C1c および C2c とする。図中黒色線が試験体 C1, 灰色線が試験体 C2, 実線が試験体上部, 点線が試験体下部のずれを示す。鋼材が加力方向にずれる向きを正に、加力反対方向にずれる向きを負とする。両者の試験体は C1c の下部を除き、概ね同様の挙動を示している。



(i) 曲げ引張が生じた側の木材



(ii) 曲げ圧縮が生じた側の木材

図 3.15: 荷重-鋼木間ずれ関係

鋼材と木材の負担軸力

表 3.4, 3.5 に試験体 C1, C2 における, 木材のひずみ度から得られた木材の負担軸力, 鋼材のひずみ度から得られた鋼板の負担軸力および鋼板の軸力負担率を示す。なおこれらの表には圧縮荷重 15kN 毎の結果を示す。同表中 x は軸力計測位置の部材端部からの距離とする。

C1c, C1t と C2c, C2t を各々比較すると, C1c および C2c の方が負担圧縮力が大きい傾向が見られた。これは部材に圧縮力が作用した際の面外曲げ変形に伴い, C1c および C2c には曲げ圧縮が作用するため, 曲げ引張が作用する C1t および C2t に比べ, 圧縮力が大きくなることに起因する。また鋼板の軸力負担率は C1 において約 82 %, C2 において約 81 % であった。このことから一体化接合部を介して木材に軸力が伝達し, 木材が軸力の一部を負担しており, 一体化接合部の多い C2 の方が鋼板負担率が僅かに小さいことを確認できた。なお合計の負担軸力は各荷重時ではほぼ一定であり, 測定位置による誤差は最大で 10 % 程度であった。

表 3.4: 各荷重時における鋼板および木材の負担軸力 (その 1)

・ 軸力 15kN 時					
試験体	x [mm]	引張側木材 [kN]	鋼板 [kN]	圧縮側木材 [kN]	鋼板負担率 [%]
C1	450	1.0	12.4	1.7	82
	1050	1.0	11.3	1.6	82
C2	450	1.0	12.7	2.0	81
	750	1.2	11.8	2.3	77
	1200	1.1	13.8	1.8	83
・ 軸力 30kN 時					
試験体	x [mm]	引張側木材 [kN]	鋼板 [kN]	圧縮側木材 [kN]	鋼板負担率 [%]
C1	450	1.9	24.9	3.3	82
	1050	1.9	22.4	3.1	82
C2	450	1.8	25.6	3.7	82
	750	2.1	23.6	4.5	78
	1200	1.9	26.1	3.7	82

表 3.5: 各荷重時における鋼板および木材の負担軸力（その 2）

・ 軸力 45kN 時					
試験体	x [mm]	引張側木材 [kN]	鋼板 [kN]	圧縮側木材 [kN]	鋼板負担率 [%]
C1	450	2.8	37.6	5.1	83
	1050	2.8	33.4	4.9	81
C2	450	2.4	38.3	5.4	83
	750	2.9	35.6	6.8	78
	1200	2.7	38.0	5.8	82
・ 軸力 60kN 時					
試験体	x [mm]	引張側木材 [kN]	鋼板 [kN]	圧縮側木材 [kN]	鋼板負担率 [%]
C1	450	3.3	50.2	7.2	83
	1050	3.3	44.7	6.9	82
C2	450	2.9	51.1	7.5	83
	750	3.5	47.7	9.7	78
	1200	3.2	50.8	8.2	82
・ 軸力 75kN 時					
試験体	x [mm]	引張側木材 [kN]	鋼板 [kN]	圧縮側木材 [kN]	鋼板負担率 [%]
C1	450	3.1	62.9	10.2	83
	1050	3.0	55.7	9.8	81
C2	450	2.1	63.8	10.8	83
	750	2.4	58.9	14.5	78
	1200	2.6	66.6	12.3	82

3.3 数値解析

本節では汎用解析ソフト [29] を用いて複合断面軸力材の二次元数値解析モデルを作成し，一体化接合部のせん断剛性 k および接合箇所数をパラメータとして解析し，これらと部材の弱軸まわりの曲げ剛性および弾性座屈荷重の関係性を評価する。

3.3.1 弱軸まわりの曲げ剛性

複合断面軸力材に対する 3 点曲げの二次元数値解析モデルを作成し，軸力材の弱軸まわりの曲げ剛性を解析的に評価する。

数値モデルの作成方針

数値モデルの概要を図 3.16 に示し，以下に数値モデルの作成方針を整理する。

1. 鋼板部材と木材部材を，それぞれ 1 本の線材でモデル化する。
2. 図 3.16 に示すように，鋼板部材と木材部材の間に両者の接触を表現するための弾性連結要素（以下支圧負担要素と呼称する）を 100mm 間隔で配置する。支圧負担要素は軸力のみを伝達し，せん断力や曲げモーメントの伝達はしないものとする。
3. 図 3.17 に示すように，一体化接合部の箇所に鋼板側と木材側の両方から剛体要素を跳ね出し，その部材間に弾性連結要素を配置する。この弾性連結要素はせん断力のみを伝達し（以下せん断ばね要素と呼称する），これにより鋼木間のせん断変形（ずれ）を表現する。せん断ばねの位置は鋼板と木材の接触面となるように設定した。なお部材中央部に位置する一体化接合部のみ剛体連結要素でモデル化する。

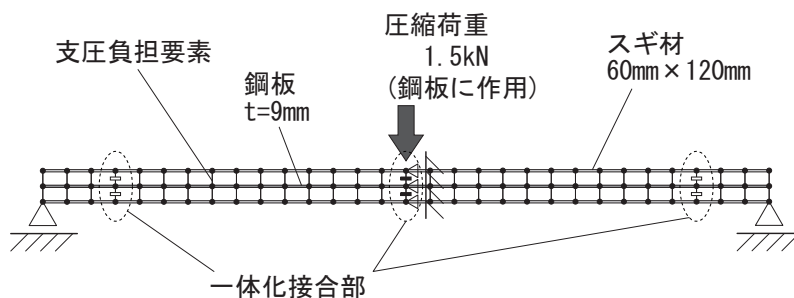


図 3.16: 3 点曲げ 解析モデル（全体図）

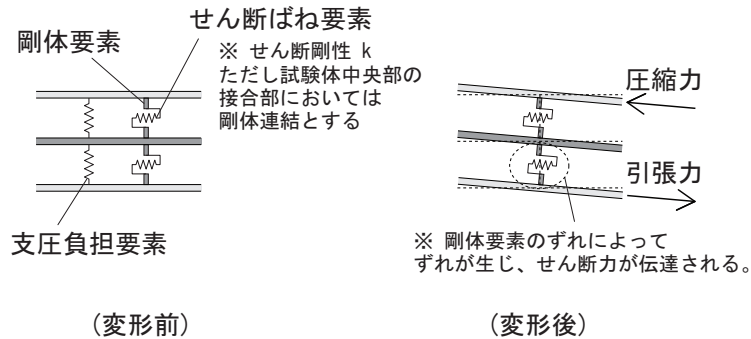


図 3.17: 3 点曲げ 解析モデル (一体化接合部詳細)

解析条件

1. 鋼部材，木部材の断面寸法はそれぞれ $9\text{mm} \times 120\text{mm}$ ， $60\text{mm} \times 120\text{mm}$ とする。
部材長は 3000mm とする。
2. 材料定数は公称値を用い，鋼材の弾性係数を 205kN/mm^2 ，木材の繊維方向における弾性係数を 4.5kN/mm^2 とする。支圧力は材長方向にわたり分散し，支圧による板厚方向変形は局所的で，梁せいに対するひずみは非常に小さいと考えられるため，支圧負担要素は剛と仮定し，材料定数は $1.0\text{E}+10\text{ kN/mm}^2$ とした。
3. 支持条件として，両端部で鉛直変位のみ拘束し，各部材中央で水平変位のみ拘束する。
4. 固定荷重 1.0kN を鋼部材中央点に作用させて弾性解析を行い，部材中央部のたわみ量から等価曲げ剛性 $(EI)_a$ を求める。
5. 一体化接合部のせん断剛性 k をパラメータとして解析を行う。
6. モデルは一体化接合部が無いモデル (AC0)，試験体中心に 1 箇所と木材両端部から 300mm の位置に 2 箇所の合計 3 箇所のモデル (AC3)，以下，端の接合部から 300mm 間隔で試験体中央に向かって接合部を増設していったモデル (AC5，AC7，AC9)，最後に両端部に接合部を増設した接合部箇所数 11 箇所のモデル (AC11) の 6 種類について解析を行なった (図 3.18)。

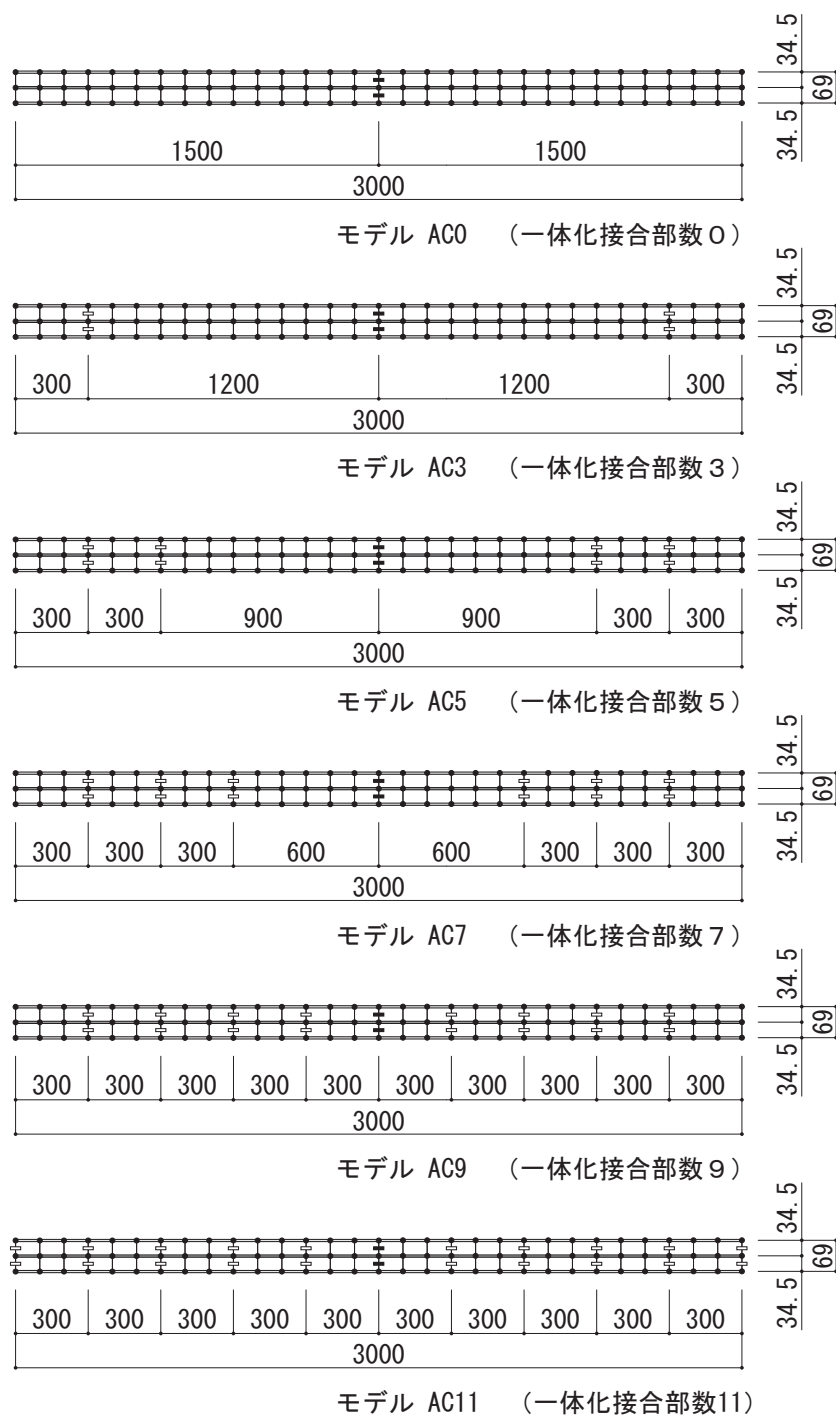


図 3.18: 3 点曲げ 解析モデル (部材詳細)

解析結果

せん断剛性と弱軸まわりの曲げ剛性の関係を図 3.19 に示す。せん断剛性と一体化部分の個数の増大に応じて曲げ剛性は増加するが、増大の程度は小さくなる傾向にある。せん断剛性 k を に近づけると、曲げ剛性は、AC3 は $65.1\text{kN}\cdot\text{m}^2$ に、AC5 は $79.0\text{kN}\cdot\text{m}^2$ に、AC7 は $88.5\text{kN}\cdot\text{m}^2$ 、AC9 は $92.1\text{kN}\cdot\text{m}^2$ に、AC11 は $94.1\text{kN}\cdot\text{m}^2$ に漸近する。ここで複合断面が完全に一体化していると仮定（平面保持を仮定）した場合の弱軸まわりの曲げ剛性の理論値 $(EI)_p$ および鋼材と木材が完全に別々に挙動する場合の弱軸まわりの曲げ剛性の理論値 $(EI)_0$ は式 (3.7), (3.8) より求まる。

$$(EI)_p = (EI)_0 + 2E_w A_w e^2 \quad (3.7)$$

$$(EI)_0 = (EI)_s + 2(EI)_w \quad (3.8)$$

ただし E_w , A_w はそれぞれ木材の縦ヤング係数（公称値）および断面積、 e は鋼材と木材の図心間距離、 $(EI)_s$, $(EI)_w$ はそれぞれ鋼板の弱軸まわり曲げ剛性、木材の弱軸まわり曲げ剛性とする。式 (3.7), (3.8) より $(EI)_p$, $(EI)_0$ はそれぞれ $98.1\text{kN}\cdot\text{m}^2$, $20.9\text{kN}\cdot\text{m}^2$ となる。参考のため、これらの理論値も図中に示す。図 3.19 より、一体化部分の個数を増したり、せん断剛性を大きくすると曲げ剛性は $(EI)_p$ に近付くことが分かる。一方で、一体化接合部個数を減らしたり、せん断剛性を小さくすると曲げ剛性は $(EI)_0$ に近付く。なお AC0 の曲げ剛性は $(EI)_0$ とほぼ一致する。

解析結果を表 3.6 に示す。一面せん断試験より得られたせん断剛性の値（50～100 kN/mm ）を用いた場合、AC3 の曲げ剛性は $53.4 \sim 58.3\text{kN}\cdot\text{m}^2$ となり、 $(EI)_p$ と比較して 54～59% の剛性となる。また AC5～AC11 の曲げ剛性は、それぞれ $(EI)_p$ の 68～73%、76～82%、79～86%、83～89% となる。 $(EI)_0$ と比較すると、それぞれ 2.6～2.8 倍、3.2～3.4 倍、3.6～3.9 倍、3.7～4.0 倍、3.9～4.2 倍となり、解析結果からは 5 箇所程度の一体化接合部があれば鋼板に弱軸まわりの曲げ拘束として十分に機能することが分かる。また図 3.19 より、50 kN/mm 以上のせん断剛性が確保できれば、せん断ばね定数の変化に対する曲げ剛性の変化は小さいことが分かる。

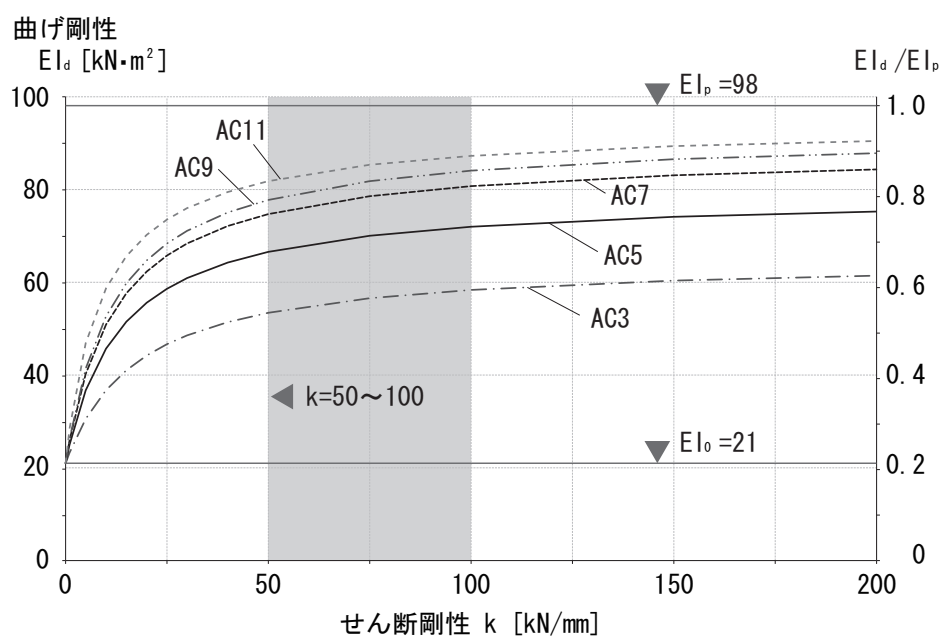


図 3.19: 弱軸まわり曲げ剛性 - セン断剛性関係

表 3.6: 3 点曲げ解析結果

接合箇所数	せん断剛性 k [kN/mm]	曲げ剛性 $(EI)_a$ [kN·m ²]	$(EI)_p$ に対する割合 p [%]
0	-	20.9	-
3	50	53.4	54
	100	58.3	59
	1E+10	65.1	66
5	50	66.5	68
	100	72.0	73
	1E+10	79.0	81
7	50	74.7	76
	100	80.7	82
	1E+10	88.5	90
9	50	77.7	79
	100	84.1	86
	1E+10	92.1	94
11	50	81.8	83
	100	87.2	89
	1E+10	94.1	96

$(EI)_p$: 複合断面部材が完全に一体化したと仮定
 (平面保持を仮定) した場合の弱軸まわりの曲げ剛性

3.3.2 静的増分解析による弾性座屈耐力評価

複合断面軸力材に対する軸方向圧縮荷重作用時の二次元数値解析モデルを作成し、 P - δ 効果を考慮した静的弾性増分解析を行い、弾性座屈耐力を算出する。^{*3}数値モデルの作成方針は3点曲げモデルと同様とし、解析条件を次に示す。

解析条件

1. 各部材の断面寸法、部材長、材料定数、モデルの種類（図 3.18）は3点曲げモデルと同条件とする。パラメータも3点曲げモデルと同様に一体化接合部のせん断剛性 k とする。
2. 支持条件としては、鋼板の下端で鉛直および水平変位を拘束し、上端で水平変位を拘束する（図 3.20）。回転については拘束しない。
3. 幾何学的初期不整を弱軸方向に正弦曲線で与える（図 3.20）。不整は部材中央部で最大値とし、部材長の $1/1000$ [30] とする。
4. 鋼板上端部に作用させた圧縮荷重 P を漸増载荷し、部材中央たわみが δ_u （部材長の $1/100$ として 30mm とする。）に達した時の P を座屈耐力 P_u と定義する。

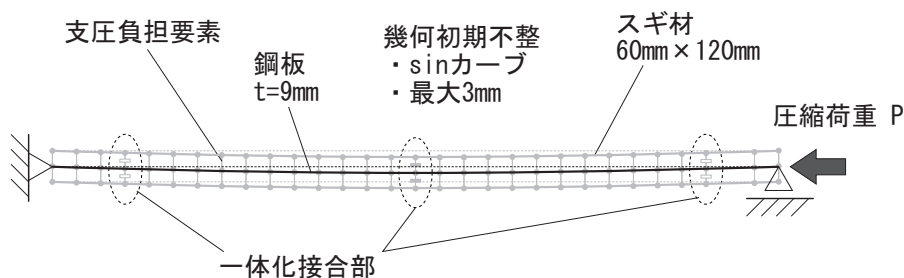


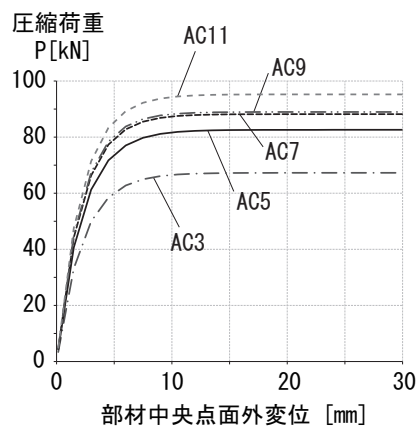
図 3.20: 弾性座屈 解析モデル（荷重・支持条件）

^{*3} 弾性座屈耐力は材軸直交方向の変位量から定義した。詳細は解析条件を参照。

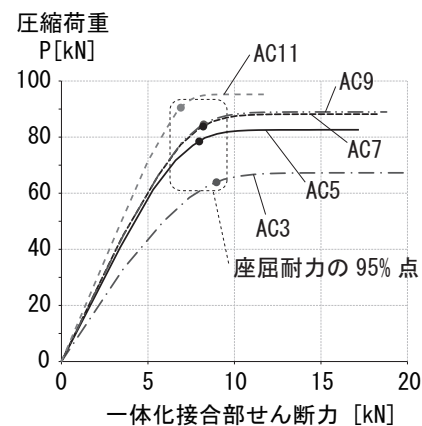
解析結果

図 3.21 に解析結果の一例として ,AC3 ,AC5 ,AC7 においてせん断剛性 k が 75 kN/mm の場合の圧縮荷重 - 部材中央点水平方向変位関係および圧縮荷重 - 接合部に作用する最大せん断力関係を示す。同図より部材中央点水平方向変位が 30 mm に達したとき軸力材の圧縮荷重は一定値に漸近していると考えられることから、このときの圧縮荷重を座屈耐力と定義する。また本論文における接合部に作用するせん断力については、曲げ変形が進行するとせん断力は増大するが、定義した座屈耐力時には必要とされるせん断耐力（以下、必要せん断耐力とする）を過大評価することになると考え、圧縮荷重が座屈耐力の 95% のときを必要せん断耐力として定義する。

せん断剛性と座屈耐力の関係を図 3.22 に示す。せん断剛性と一体化部分の個数の増大に応じて座屈耐力は増加するが、増大の程度は小さくなる傾向にある。せん断剛性 k を近づけると、座屈耐力は AC3 は 78.0 kN に、AC5 は 93.9 kN に、AC7 は 99.5 kN , AC9 は 100.1 kN に、AC11 は 103.9 kN に漸近する。ここで複合断面が完全に一体化していると仮定（平面保持を仮定）した場合の弾性座屈耐力 P_{crp} および鋼材と木材が完全に別々に挙動する場合の弾性座屈耐力 P_{cr0} は、それぞれの曲げ剛性の理論値 $(EI)_p$, $(EI)_0$ を用いてオイラー座屈荷重の算出式（式 (3.6)）より算出すると、それぞれ 107.5 kN , は 23.0 kN となる。参考のため、これらの座屈耐力の値も図中に示す。図 3.22 より、一体化部分の個数を増したり、せん断剛性を大きくすると座屈耐力は P_{crp} に近付くことが分かる。ただし AC7 と AC9 の差はほとんどなく、部材の中央部に近い一体化接合部よりも部材端部に近い一体化接合部の方が座屈耐力の向上に効果があることが分かる。一方で、一体化接合部個数を減らしたり、せん断剛性を小さくすると座屈耐力は P_{cr0} に近付く。なお AC0 の座屈耐力は P_{cr0} とほぼ一致する。



(i) 圧縮荷重－中央点変位関係



(ii) 圧縮荷重－接合部に作用する最大せん断力関係

図 3.21: 解析結果 ($k=50$ のとき)

解析結果を表 3.7 に示す。一面せん断試験より得られたせん断剛性の値 (50~100 kN/mm) を用いた場合, AC3 の座屈耐力は 63.2~69.5kN となり, P_{crp} と比較して 59~65% の耐力となる。また AC5~AC11 の曲げ剛性は, それぞれ P_{crp} の 73~79%, 78~84%, 79~85%, 85~90% となる。 P_{cr0} と比較すると, それぞれ 2.8~3.0 倍, 3.4~3.7 倍, 3.6~3.9 倍, 3.7~4.0 倍, 4.0~4.2 倍となり, 5 個程度の一体化接合部があれば一体化させていない複合断面部材と比べて約 3.5 倍以上の座屈耐力を有することができ, 木材による鋼材の座屈拘束が期待できることが分かる。また, 図 3.22 より, 50kN/mm 以上のせん断剛性が確保できれば, せん断ばね定数の変化に対する座屈耐力の変化は小さい。95% 座屈耐力時に鋼材が負担する軸力の割合を同表に示す。鋼材が負担する軸力は約 80% であった。

必要せん断耐力を表 3.7 に示す。一面せん断試験より得られたせん断剛性の値 (50~100 kN/mm) を用いた場合, AC3~AC11 それぞれの必要せん断耐力は 7.9~9.6kN, 7.1~8.6kN, 7.2~8.9kN, 7.2~9.0kN, 6.2~7.4kN となる。いずれの値も 2 章で行った 180 日以内の経時によるボルト張力低下を考慮したせん断実験結果の荷重降下点を下回っているが, 1 年経過後の荷重降下点には不足する結果となった。一方, 皿ばね座金を用いた一体化接合部のせん断特性経時評価実験における 150 日以内の荷重降下点は下回っており, 現状では接合部に必要とされるせん断耐力が提案接合方法で確保されていると考えられる。皿ばね座金を用いた一体化接合部のボルト張力低下率はトルシア形高力ボルトのみを用いた一体化接合部よりも小さいが, 荷重降下点に対する必要せん断耐力の余裕率は小さ

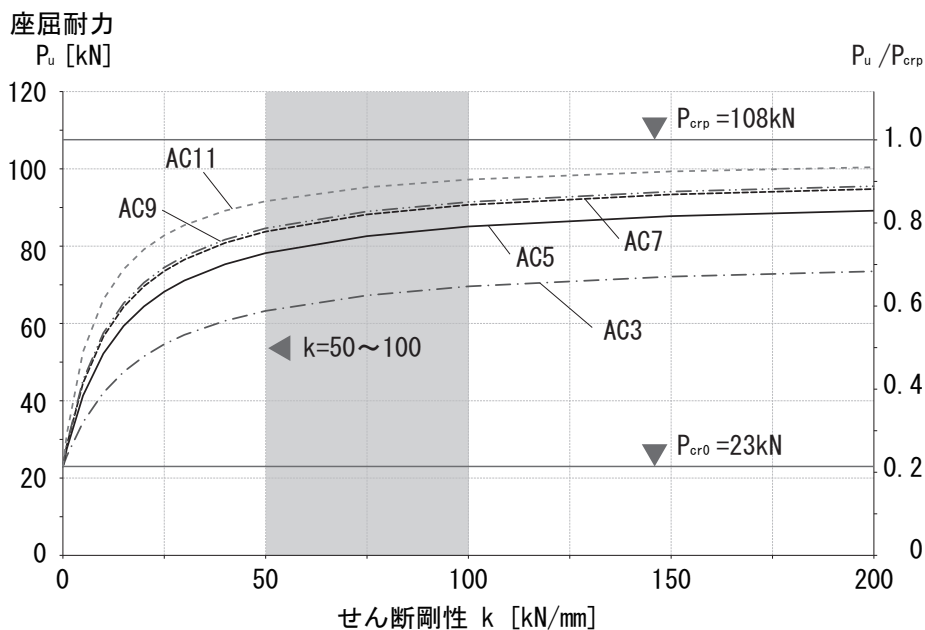


図 3.22: 座屈荷重 - せん断剛性関係

く，さらなる経時の影響により耐力不足になる可能性もある。今後の課題としてこれらを検討する必要がある。

表 3.7: 座屈解析結果

接合箇所数	せん断剛性 k [kN/mm]	座屈耐力 P_u [kN]	p [%]	軸力比 n [%]	必要せん断耐力 Q_N [kN]
0	-	22.9	-	-	-
3	50	63.2	59	84	7.9
	100	69.5	65	82	9.6
	1E+10	78.0	73	78	12.3
5	50	78.2	73	81	7.1
	100	85.1	79	79	8.6
	1E+10	93.9	87	77	12.0
7	50	83.8	78	80	7.2
	100	90.7	84	78	8.9
	1E+10	99.5	92	77	12.8
9	50	84.6	79	79	7.2
	100	91.4	85	78	9.0
	1E+10	100.1	93	77	12.9
11	50	91.6	85	78	6.2
	100	97.2	90	78	7.4
	1E+10	103.9	97	77	10.0

p : 複合断面部材が完全に一体化したと仮定

(平面保持を仮定)した場合の弱軸まわりの座屈耐力 P_{crp} に対する P_u の割合，

n : 95 % 座屈耐力時に鋼材が負担する軸力の割合，

Q_N : 95 % 座屈耐力時に一体化接合部に作用する最大せん断力 (必要せん断耐力)

3.4 実験と解析の比較検討

3.4.1 3点曲げ

3.3.1 節で作成した 3 点曲げの数値解析モデルについて，材料定数・部材寸法に実験値を用いて解析する。せん断剛性は一面せん断実験（2 章）の結果を参考に 50～100kN/mm と仮定した。

解析結果より得られた弱軸まわりの曲げ剛性 $(EI)_a$ を表 3.8 に示す。 $(EI)_a$ は試験体 C1 の場合 66.1～71.8 kN・m² であり，試験体 C2 の場合 64.4～69.2 kN・m² であった。せん断剛性の値に 2 倍の差があっても，曲げ剛性は 7～8 % 程度の差であった。

同表に実験より得られた弱軸まわりの曲げ剛性 $(EI)_e$ を再掲する。解析値と実験値を比較すると，解析値は試験体 C1 で 72～78 %，試験体 C2 で 69～75 % 程度の値を示しており，解析によって算出した曲げ剛性が実験値よりも低い値を示す傾向が見られた。一方，3.3.1 節の解析結果では接合箇所数が増設されると，弱軸まわりの曲げ剛性も向上するのに対して，実験結果では試験体 C 1 と C2 の曲げ剛性はほぼ一致しており，せん断力の伝達が材軸上に亘って分散すると，高い一体化度が得られることが分かる。提案軸力部材は一体化接合部に高張力を導入し一体化していることから，鋼木間での支圧力が接触面に亘って分布していると推察され，それに伴い鋼木間の摩擦によるせん断力伝達も材軸上に亘って分布していると考えられる。このため本解析モデルのように一体化接合部においてせん断力を集中力として伝達するモデル化をしたことが，曲げ剛性を過少に評価する原因となったと考えられる。

表 3.8: 曲げ剛性の比較 その 2（解析値と実験値）

試験体 番号	$(EI)_a$ [kN・m ²]		$(EI)_e$ [kN・m ²]	$(EI)_a / (EI)_e$ [%]
	$k=50$ 時	$k=100$ 時		
C-1	66.1	71.8	91.9	72 - 78
C-2	64.4	69.2	92.8	69 - 75

3.4.2 軸方向圧縮

3.3.2 節で作成した弾性座屈数値解析モデルについて，材料定数・部材寸法に実験値を用いて解析する。せん断剛性は一面せん断実験（2章）の結果を参考に $50 \sim 100 \text{ kN/mm}$ と仮定した。

圧縮耐力

解析結果より得られた座屈耐力 P_a を表 3.9 に示す。 P_a は試験体 C1 の場合 $77.6 \sim 84.8 \text{ kN}$ であり，試験体 C2 の場合 $72.2 \sim 77.7 \text{ kN}$ であった。せん断剛性の値に 2 倍の差があっても，座屈耐力は $7 \sim 9 \%$ 程度の差であった。同表に 3 点曲げ解析モデルから得られた曲げ剛性 $(EI)_a$ を用いて算出したオイラー座屈荷重 P_{EIa} を示す。 P_a は P_{EIa} と比較して，C1 で $7 \sim 8 \%$ ，C2 で 2% 程度大きい，ほとんど同値であるといえる。

同表に実験より得られた軸圧縮耐力 P_e および 3 点曲げ実験から得られた曲げ剛性を用いて算出したオイラー座屈荷重 P_{EIe} を再掲する。 P_e は P_{EIe} の約 8 割の値であり，これは 3.2.4 節で考察したように，実験の破壊性状が鋼木間の肌分れで決定しており，オイラー座屈荷重に達する前に破壊したことが原因である。一方，3.4.1 節で考察したように，モデル化によって複合断面部材の曲げ剛性を過少評価しているため， P_{EIa} は P_{EIe} の 85% 程度の値となっている。このため P_a ， P_{EIa} ， P_e がほぼ同値であるが，解析により実験結果を精度良く予測できていないことに注意されたい。

これらを踏まえて，適切に鋼木間の肌分れを防止する処置を行えば（かすがいや長ボルトの配置等）， P_e は P_{EIe} に近付くと考えられ，圧縮耐力は P_a もしくは P_{EIa} を用いることで，安全側に評価できると考えられる。そのために今後の課題として，部材の肌わかれ破壊を防止する手法の開発が挙げられる。また肌分れの防止策を講じない場合は一体化接合部の材軸と直交方向の引張耐力の評価を行い，肌分れ破壊による部材の圧縮耐力を評価する必要がある。

表 3.9: 圧縮耐力の比較

試験体 番号	P_a [kN]		P_{EIa} [kN]		P_e	P_{EIe}
	$k=50$ 時	$k=100$ 時	$k=50$ 時	$k=100$ 時	[kN]	[kN]
C1	77.6	84.8	72.5	78.7	79.1	97.0
C2	72.2	77.7	70.6	75.9	77.1	98.0

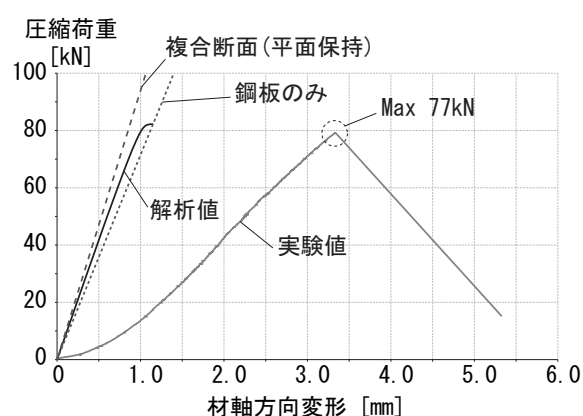
P_a : 座屈耐力（解析値）

P_{EIe} : 3 点曲げ解析から得られた曲げ剛性を用いて算出したオイラー座屈荷重

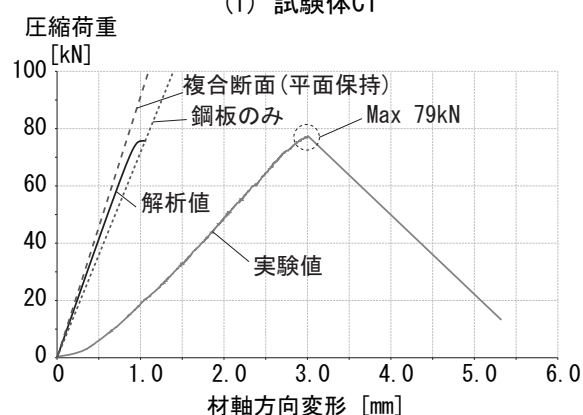
材軸方向変形

試験体 C1, C2 のそれぞれについて、軸圧縮実験および解析モデルより得られた材軸方向における荷重 - 変形関係のグラフを図 3.23 に示す。参考のために、鋼材と木材が完全に一体的に挙動する場合（平面保持を仮定した場合）の理論値、および鋼材のみの場合の荷重変形関係も図中に示している^{*4}。

図 3.23 より、解析における材軸方向の変形量は、完全に一体化した場合の変形量と鋼材のみの場合の変形量の間の中間の値となっている。このことから解析結果は概ね正しいと考えられる。しかし実験における最終的な変形量は解析と比較して、試験体 C1、試験体 C2 ともに 3 倍程度の値を示しており、この値は鋼材のみの変形量も大きく上回っている。これは治具を通して変形量を計測したため、治具の変形量を含んでいることが原因と考えられる。そのため今後の実験では試験体を直接計測するなどの改善が必要と考えられる。



(i) 試験体C1



(ii) 試験体C2

図 3.23: 材軸方向の荷重-変形関係

^{*4} 以下本節の図に掲載する解析結果は、例として、せん断剛性 k が 75kN/mm の場合のみを掲載する。

部材中央点たわみ量

試験体 C1, C2 のそれぞれについて、軸圧縮実験および解析モデルより得られた部材中央点における荷重-たわみ量関係のグラフを図 3.24 に示す。横軸がたわみ量、縦軸が荷重を示し、黒線が解析値、灰色線が実験値を示す。同図より、試験体 C1, C2 とともに実験の挙動が解析と似通っており、 $P-\delta$ 効果を考慮した静的増分解析により、弱軸まわりの緩やかな曲げ変形を伴った軸圧縮変形を良くモデル化していると言える。変形量は解析と比較して小さくなっているが、これは解析モデルの弱軸まわり部材曲げ剛性が実験値と比較して小さいことを如実に反映していると考えられる。また本実験の端部境界条件はピン支持で、部材端に近い側の一体化接合部から支持点までの木材による座屈拘束力は小さい。このため鋼板の部材端近傍一体化接合部から支持点までの区間で変形が集中することが考えられ^{*5}、このことが解析値と比べて実験値の剛性低下が早いことの原因として考えられる。これは実験において肌分れが進行したことの原因でもあり、総じて解析値と比べて耐力が低かった原因であると考えられる。

^{*5} この現象は一般に座屈拘束ブレース（鋼材）の軸圧縮実験で端部境界条件をピン支持にした場合でも観察されるもので、この現象を回避するためには、部材端部を補強し、端部境界条件を固定端にする。しかし本鋼木複合断面軸力材を実際に使用する際は、基本的に端部境界条件がピン支持となる場合が多いと考えられるため、このような境界条件で実験を行なっている。

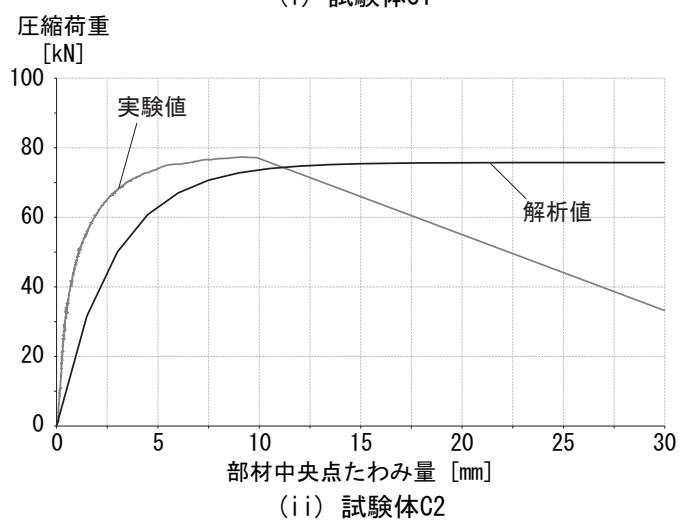
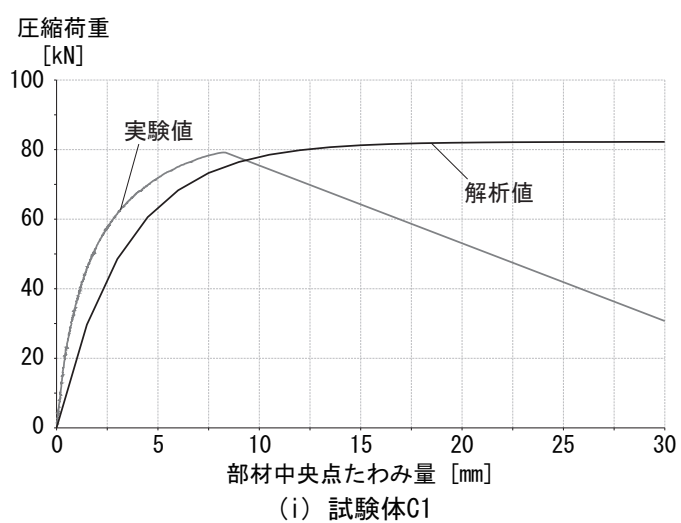


図 3.24: 面外方向の荷重 - 変形関係

鋼木間ずれ量

試験体 C1, C2 のそれぞれについて、軸圧縮実験および解析モデルより得られた鋼材と木材間の材軸方向におけるずれ量をそれぞれ図 3.25, 図 3.26 に示す。横軸が鋼木間のずれを、縦軸が荷重を示す。図中黒色線が解析値、灰色線が実験値を示す。図 3.25 は試験体の変形した際に曲げ引張が生じる側の木材と鋼材のずれ量、図 3.26 は曲げ圧縮が生じる側の木材と鋼材のずれ量を示している。加力方向に鋼材がずれる方向を正としている。試験体 C1 の圧縮側下部の木材と鋼材のずれのみ加力開始時に大きなずれが生じているため解析と一致していないが、それ以外の測定位置における挙動は解析と概ね一致しており、特に座屈耐力直前にずれの正負方向が逆転する挙動についても再現されている。上部と下部では変形がほぼ左右対称に進んでおり、これも解析と一致しており、一体化接合部を介して軸力が木材に確実に伝達されていることを確認できた。

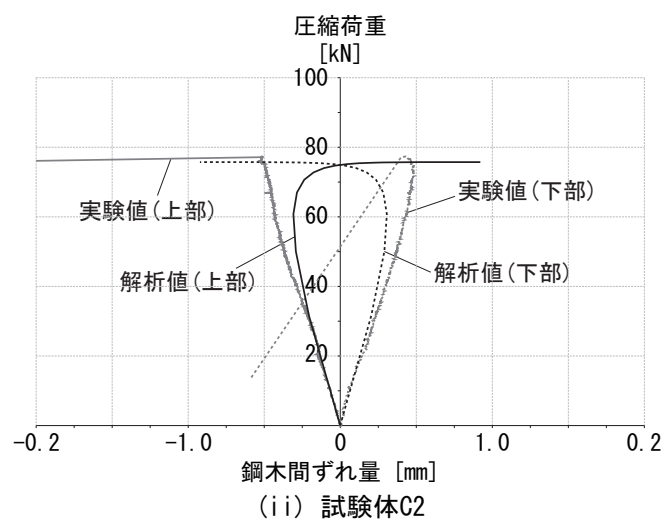
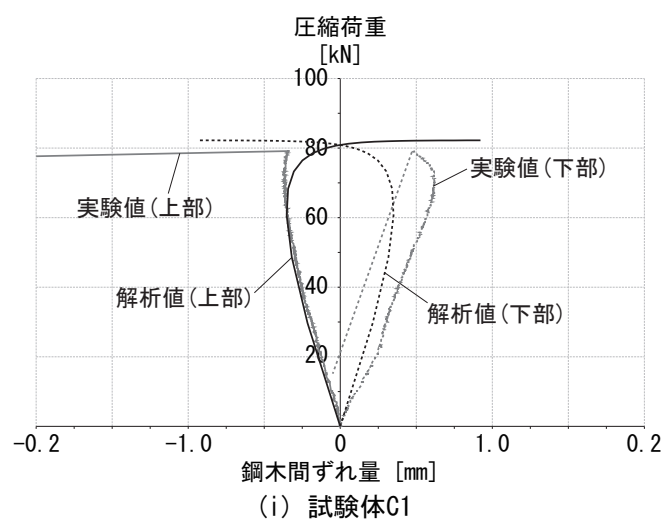


図 3.25: 引張側木材 鋼木間荷重-ずれ関係

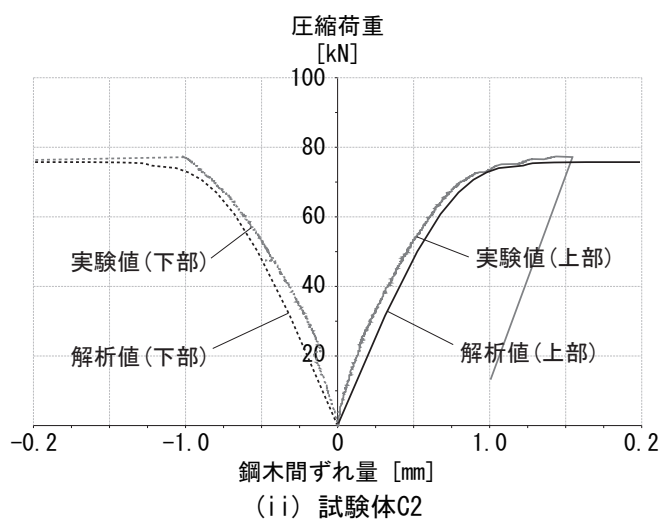
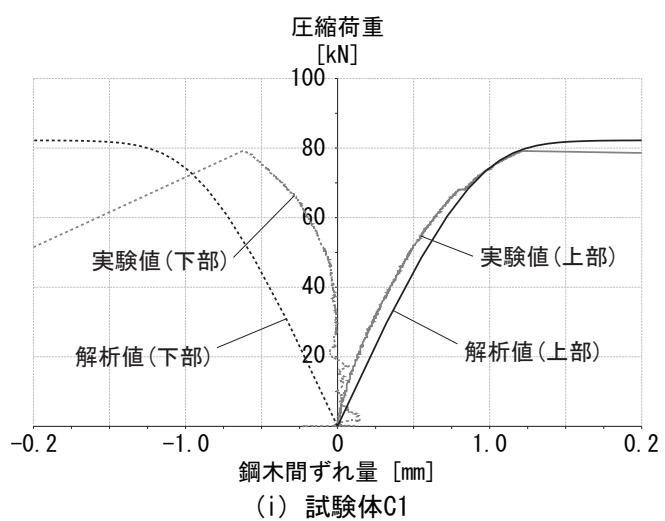


図 3.26: 圧縮側木材 鋼木間荷重-ずれ関係

鋼板の軸力負担率

試験体 C1 , C2 それぞれの実験における鋼材の負担軸力の解析値および実験値を表 3.10 に示す。なお同表中の値は平均値とする。解析における鋼板の軸力負担率は 78 ~ 81 % であり , 実験値は 81 ~ 82 % であった。実験値と解析値がほぼ整合していることから , 一体化接合部を通して鋼材から木材へと確実に軸力を伝達し , 木材が軸力の一部を負担していることが確認できた。

表 3.10: 鋼板の軸力負担率

試験体	解析における鋼板の軸力負担率		実験における 鋼板の軸力負担率
	$k=50$ 時	$k=75$ 時	
C1	0.81	0.79	0.82
C2	0.80	0.78	0.81

3.5 結論

本章より得られた知見を以下に示す。

1. トルシア形高力ボルトを用いた簡易な接合方法を用いて、鋼木複合断面の実大軸力材を試作した。本部材は木材に座掘り穴を設け、鋼板に穴を開け、トルシア形高力ボルトで接合するのみで試験体が完成し、その施工性の高さを確認した。
2. トルシア形高力ボルトにより一体化した鋼木複合断面軸力材に対して3点曲げ試験（弾性範囲内載荷）を行い、複合断面軸力材の弱軸周りの曲げ剛性を得た。試験体の弱軸回りの曲げ剛性は、鋼材と木材が完全に一体化したもの（平面保持を仮定した理論値）と比較して87～99％程度となり、提案接合方法によって鋼材と木材の高い一体性が得られることを確認した。
3. トルシア形高力ボルトにより一体化した鋼木複合断面軸力材に対して軸圧縮実験を行った。軸圧縮耐力は3点曲げ実験の結果から算出した曲げ剛性を用いた弾性座屈荷重（97kN～98kN）より小さい77～79kNを示し、約75％となった。理論値より実験値が高かったのは、破壊性状が接合箇所によらず部材端部側の接合部周辺において鋼木間で割れ裂ける形状となり、接合部付近の破壊により耐力が決定したためと考えられる。
4. 汎用解析ソフトを用いて、一体化接合部数が5箇所、7ヶ所の試験体C1、C2について解析モデルを作成し、弱軸回りの曲げ剛性を算出した。解析により算出した曲げ剛性は、3点曲げ実験より求めた曲げ剛性と比較して、69～75％程度であった。曲げ剛性を過少評価した原因として、提案軸力材は鋼木間の摩擦によるせん断力伝達が材軸上に亘って分布していると考えられ、本解析モデルのように一体化接合部においてせん断力を集中力として伝達するモデル化をしたことが挙げられる。
5. 提案部材の実用性を検討するため、一例として実用規模の寸法の複合断面軸力材の数値モデルを作成し、接合部のせん断剛性と部材の座屈耐力の関係を評価した。その結果、せん断剛性が50kN/mm程度確保できれば、それ以上にせん断剛性を大きくしても座屈耐力は大きく変化しないこと、せん断耐力が10kN程度必要となることが分かった。
6. 上記の数値モデルを用いて、軸圧縮実験の数値解析を行った。静的増分解析によって算出した軸圧縮耐力は軸圧縮実験によって求められた軸圧縮耐力と比較してほぼ同値であったが、これは軸圧縮実験を精度良く模擬できたわけではない。適切に鋼木間の肌分れを防止する処置を行えば（かすがいや長ボルトの配置等）、軸圧縮耐力の実験値は2割程度上昇すると考えられ、圧縮耐力は解析値を用いることで、安全側に評価できると考えられる。
7. 同様の解析モデルを用いて材軸方向の変位、木材と鋼材のずれ、弱軸回りの座屈変形が生じる方向（面外方向）と荷重の関係を算出した。材軸方向の変位は最大荷重

時で実験値が解析値の3倍程度であったが、それ以外の挙動に関しては概ね解析と実験で一致していることを確認した。特に鋼材と木材のずれ挙動の再現性は高く、一体化接合部を介して軸力が木材に確実に伝達されていることが確認された。

今後の課題として、(1) 圧縮耐力が小さいや長ボルトなどを用いた部材の肌わかれ防止策を講じること、(2) 部材の肌分れ破壊を解析的に評価するために、一体化接合部の材軸直交方向引張耐力の検討することが挙げられる。

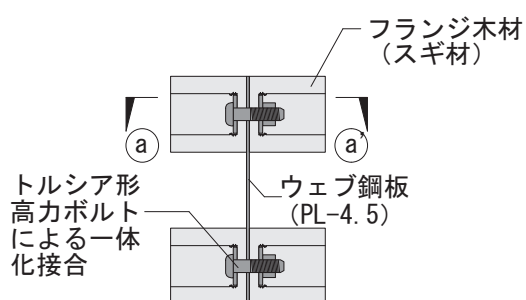
第 4 章

複合断面曲げ材の構造性能評価

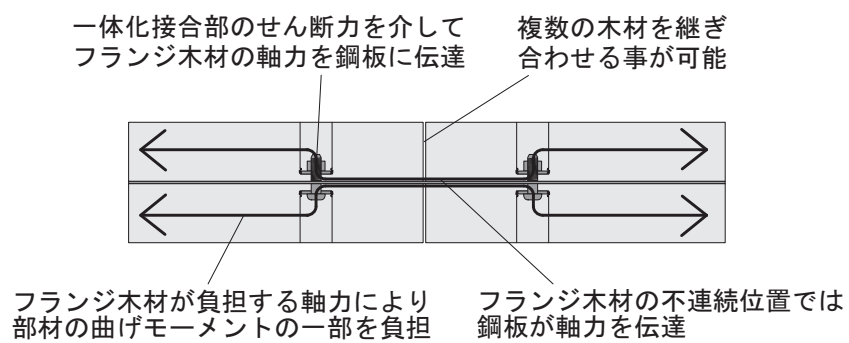
4.1 序

本章では H 形断面の鋼木複合断面曲げ材を対象とし，複合断面曲げ材の構造性能を実験的・解析的に評価する。対象とする曲げ材の構成を図 4.1 に示す。図 4.1 (i) は提案複合断面曲げ材の材軸と直交方向断面を示し，図 4.1 (ii) は図 4.1 (i) に示す a-a' 断面を示す。提案複合断面は，ウェブ部分に鋼板を，鋼板を挟む形でフランジ部分に木材を使用した H 形断面とし，木材に座掘穴を設けトルシア形高力ボルトを用いて一体化する。このような断面とすることで，一体化接合部を通して鋼板から木材へ軸力を伝達し，鋼板が負担するモーメントを軽減すること，木材が鋼板の座屈を拘束することを意図している。このためウェブ部分には局部座屈が生じない程度の非常に小さい幅厚比の鋼板を用いることができ，鋼材量の大幅な削減化が可能である。その他に鋼板は材長にわたり 1 枚とし，木材は流通サイズに応じて材長よりも短いものを継ぎ合わせることが可能であり，接合にはトルシア形高力ボルトと座金のみを用いるため，優れた施工性を有していること，曲げ材の上面は釘や金物によって，根太や合板の固定が可能であるため，従来の木質構造との相性が良く，汎用性に富んでいることといった利点も挙げられる。

本章では，実寸大の鋼木複合断面曲げ材を作製し，4 点曲げ実験を行うことで部材の構造的特性を把握する。次に，接合部要素実験の結果を用いて複合断面曲げ材の解析モデルを作成し，実験結果と比較することで解析モデルの妥当性の検討を行う。本論文では一般に流通している木材寸法を基本寸法とし，断面寸法を一意に決定した上で，実験および解析を行なっている。解析による妥当性を検討することで，将来的に実設計において目標構造性能から断面寸法を決定する際に資するものとなる。



(i) 材軸と直交方向断面



(ii) (a)-(a') 断面

図 4.1: 複合断面の接合部構成

4.2 4点曲げ実験概要

4.2.1 試験体

実験は G1 と G2 の 2 体について行なう。試験体平面図および立面図を図 4.2 に、試験体断面図を図 4.3 に示す。試験体は断面寸法 4.5mm × 360mm、長さ 5400mm の鋼板通し材を、一般に流通している断面寸法 120mm × 120mm ^{*1}、長さ 3m 以下の木材（部材中央部に位置する木材は 3000mm、両端部に位置する木材は試験体 G1 については 1300mm、試験体 G2 については 1290mm とする）で挟み込み 4.1 節で示した方法で一体化する。一体化接合部数は上端フランジ側及び下端フランジ側の各々 11 箇所ずつ（中央部木材は 7 箇所、両端部木材は各々 2 箇所）とし、総計 22 箇所とする。なお曲げ材に曲げ変形が生じた際に上部フランジ木材同士が接触し、木材間で軸力が伝達されることで構造性能に影響を及ぼすことを想定される。このため試験体 G1 はフランジ木材同士を接触させた試験体とし、試験体 G2 はフランジ木材間に隙間を設けた試験体とする。

試験体の構成と部材名称を図 4.4 に示す。鋼板部材は G_s、木材部材は図中表面上端フランジ木材左側から順に G_w-ULF、G_w-UCF、G_w-URF、下側フランジ木材左側から G_w-BLF、G_w-BCF、G_w-BRF とし、裏側木材は同順で G_w-ULB、G_w-UCB、G_w-URB、G_w-BLB、G_w-BCB、G_w-BRB とする。

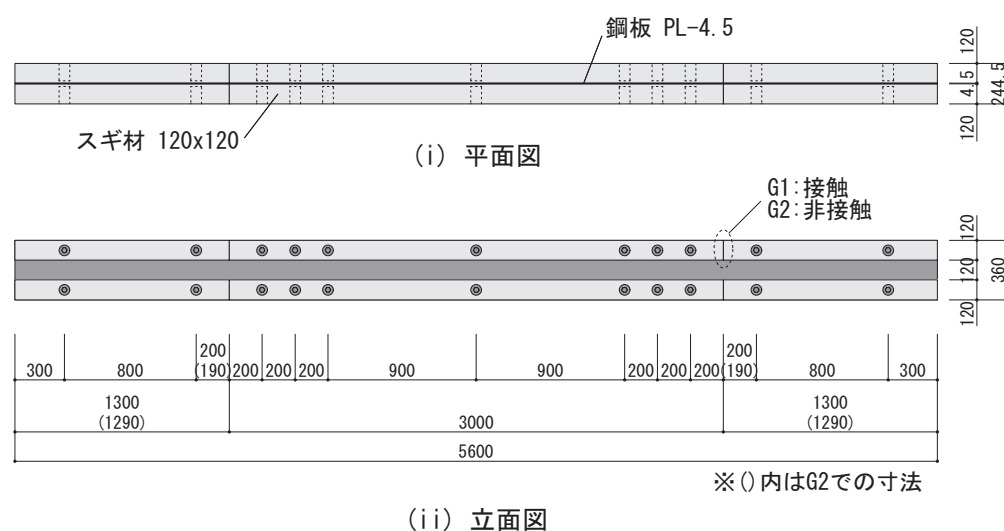


図 4.2: 複合断面曲げ材試験体平面図および立面図

^{*1} 4.1 節で述べたように、本論文では一般に流通している木材寸法を基本寸法とし、断面寸法を一意に決定しており、将来的に実設計においては目標構造性能から断面寸法を決定することとなる。ただし、木材フランジせいに関しては一体化接合部寸法サイズによって、最小 120mm と限定的である。つまり複合断面曲げ材全体のせいの最小寸法は 240mm となる。

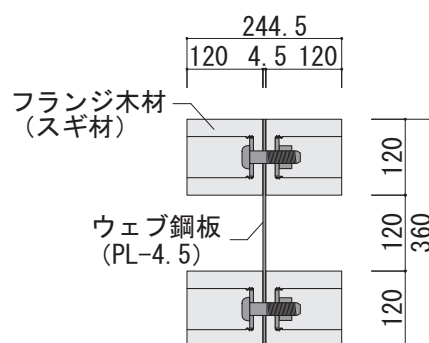


図 4.3: 複合断面曲げ材試験体断面図

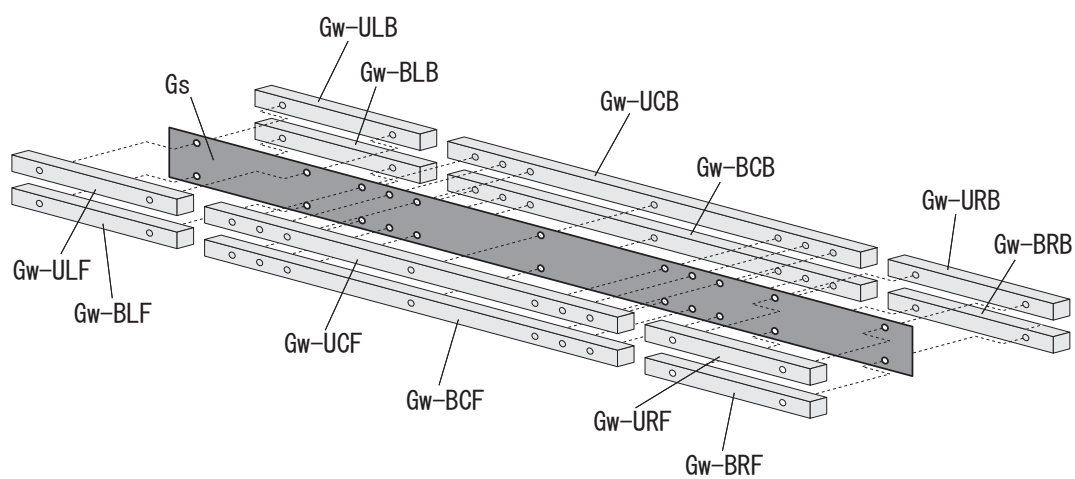


図 4.4: 複合断面曲げ材試験体構成

4.2.2 使用材料

木材

試験体に用いる木材を図 4.5 に示す。樹種は無等級のスギ材を用い、一体化接合部位置に直径 65mm、深さ 105mm の座掘穴及び直径 22mm のボルト孔加工を施す。座掘穴部分断面図を図 4.6 に示す。木材の断面寸法は 120mm × 120mm とし、試験体 G1 においては材長 1300mm の木材を 8 本と 3000mm の木材を 4 本用い、試験体 G2 においては 1290mm の木材を 8 本と 3000mm の木材を 4 本用いる。木材の写真を写真 4.1 に示す。

使用木材の寸法、密度、含水率及び弾性係数を表 4.1 に示す。木材の曲げヤング係数は各々の木材について 3 点曲げ試験を行い、得られた曲げ剛性から断面二次モーメントを除することで算出した。3 点曲げ試験の様子を写真 4.2 に示す。支持点間距離を 800mm と

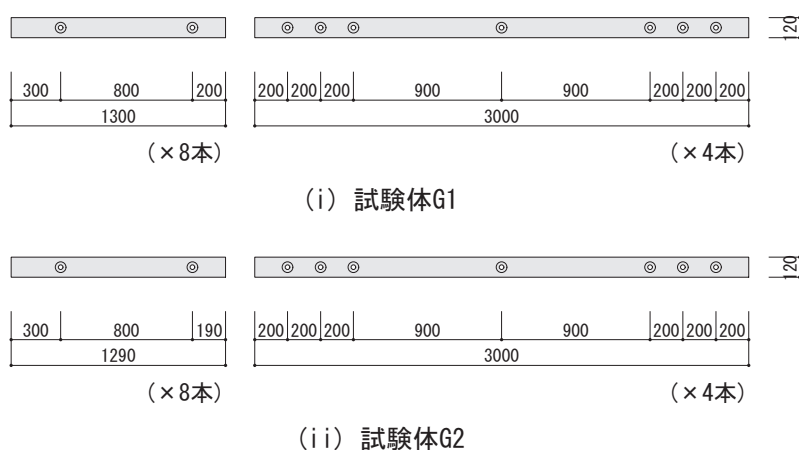


図 4.5: 試験体（木材）

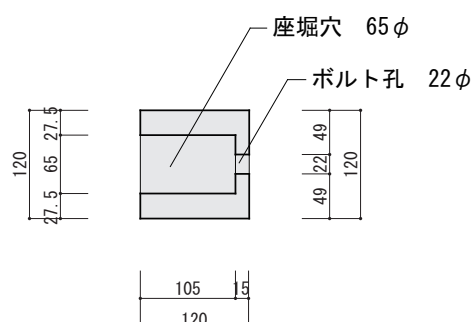


図 4.6: 座掘穴部分断面図

し、載荷点はスパンの中心とする。5kN までの載荷を 2 度繰り返し（弾性範囲内）、2 度目の荷重 - たわみ関係を用いて式 (4.1) より曲げ剛性を算出した。

$$(EI)_w = \frac{Pl^3}{48d} \quad (4.1)$$

ただし、 $(EI)_w$ は曲げ剛性、 P は荷重、 l は支点間距離、 d は載荷点における部材のたわみとする。G1、G2 に用いた木材の弾性係数の平均値は 4.5 kN/mm^2 であった。



写真 4.1: 木材外観



写真 4.2: 木材 3 点曲げ実験

表 4.1: 使用木材パラメータ

試験体 番号	木材 番号	部材 名称	h_w [mm]	b_w [mm]	l_w [mm]	ρ [g/cm ³]	u [%]	E_w [kN/mm ²]
G1	S1	BRB	121.8	122.0	1300.0	0.36	10.5	4.9
	S2	BRF	121.5	120.4	1300.5	0.41	13.1	4.6
	S3	BLB	120.8	122.3	1301.0	0.40	11.8	4.7
	S4	BLF	121.2	122.0	1300.5	0.46	17.3	5.1
	S5	URB	119.5	120.5	1301.0	0.43	17.8	4.4
	S6	URF	121.0	121.4	1300.5	0.37	16.5	5.0
	S7	ULB	119.7	119.6	1300.5	0.37	13.8	3.8
	S8	ULF	120.1	120.2	1300.5	0.38	15.3	4.7
	L1	BCB	121.7	121.1	3000.0	0.37	16.1	3.7
	L2	BCF	121.6	121.4	2999.0	0.40	13.5	3.8
	L3	UCB	120.0	119.7	2999.5	0.41	17.2	4.2
	L4	UCF	121.4	121.8	2999.5	0.41	16.8	5.2
	平均値		-	-	-	0.40	15.0	4.5
G1	S9	ULF	120.1	120.3	1290.0	0.38	9.5	5.0
	S10	ULB	120.3	120.8	1290.0	0.44	16.2	4.3
	S11	URF	120.0	120.5	1289.0	0.42	14.7	4.9
	S12	URB	120.2	119.7	1290.0	0.41	10.3	3.8
	S13	BLF	119.6	120.0	1290.0	0.40	11.7	4.6
	S14	BLB	120.3	120.3	1290.0	0.42	12.8	5.7
	S15	BRF	120.2	120.1	1290.0	0.41	12.2	4.6
	S16	BRB	120.1	120.5	1290.0	0.37	9.8	5.3
	L5	UCF	120.6	120.3	2998.5	0.42	18.0	4.7
	L6	UCB	120.0	120.2	2997.5	0.41	21.2	3.7
	L7	BCF	119.3	119.2	2999.0	0.42	23.5	3.7
	L8	BCB	120.5	120.0	2998.5	0.44	31.7	3.8
	平均値		-	-	-	0.41	16.0	4.5

h_w : せい, b_w : 幅, l_w : 長さ, ρ : 木材密度, u : 木材含水率, E_w : 繊維方向弾性係数

鋼材

試験体に用いる鋼板を図 4.7 に示す。鋼種は SS400 級とし、断面寸法 4.5mm × 360mm、材長 5600mm の鋼板を用いる。また製作に先だって一体化接合部位置に直径 22mm のボルト孔を開ける。試験体 G1 に用いる鋼板を Gs1、試験体 G2 に用いる鋼板を Gs2 とする。

各鋼材の材料定数を表 4.2 に示す。材料定数は、鋼材 Gs1 においては 3 本の試験片、鋼材 Gs2 においては 2 本の試験片について、JIS 規格に基づく引張試験 [28] を行うことで得た。表中の各値は各鋼材試験片の平均値とし、降伏応力は上降伏点、弾性係数は 50 ~ 200N/mm² の範囲における線形近似した。

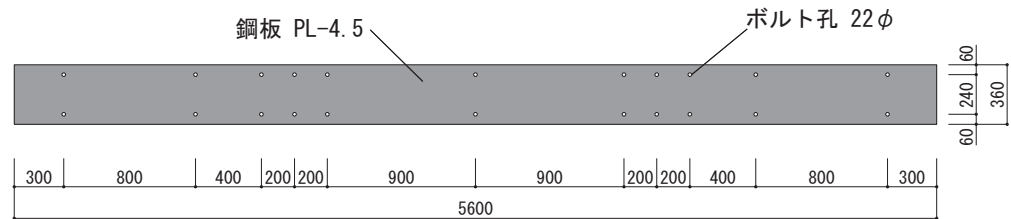


図 4.7: 試験体（鋼材）

表 4.2: 使用鋼材パラメータ

試験体 番号	$E_s^{*1)}$ [kN/mm ²]	$\sigma_y^{*1)}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_y^{*1)}$ [$\mu\varepsilon$]
Gs1	206.1	274.7	1332.9
Gs2	213.9	353.2	1651.2

E_s : 弾性係数, σ_y : 降伏応力, ε_y : 降伏ひずみ

*1) 各試験片の平均値とした。

試験体作成方法

試験体製作風景を写真 4.3, 写真 4.4 に示す。鋼板を木材で挟みこみ, 木材の座堀穴に大型座金 (60) を設置した後, ボルト孔にトルシア型高力ボルト (S10t, M20 × 55) を挿入し, シアーレンチによりトルシア形高力ボルトを締付けることで鋼材と木材を一体化接合する。なおトルシア形高力ボルトを締付けると座金が木材にめり込むが, 木材の圧縮ひずみ度が 50 % を超える領域では, 木材の剛性と強度が再上昇するため, トルシア形高力ボルトのピンテールが破断するまでの張力導入が可能である (2.2.2 節)。



写真 4.3: ボルト締付



写真 4.4: 試験体

4.2.3 加力方法

加力方法を図 4.8 に示す。支持点間距離は 5400mm とし、曲げ材中心部から両側 1100mm の位置 2 点で鉛直下向き方向に載荷する。支持点及び載荷点の詳細図を図 4.9 に示す。支持点には丸鋼を用い、支持点における木材部分のめり込みを避けるため鋼板 (SPL-12) を敷いた上に試験体を設置する。また載荷点においても同様に、試験体上に鋼板 (SPL-12) を敷き、ロードセルを材軸方向と直交する方向に並べた上にさらに鋼板 (SPL-12) を載せ、その上から H 型鋼 (H-250 × 250 × 9 × 14) を介して載荷する。

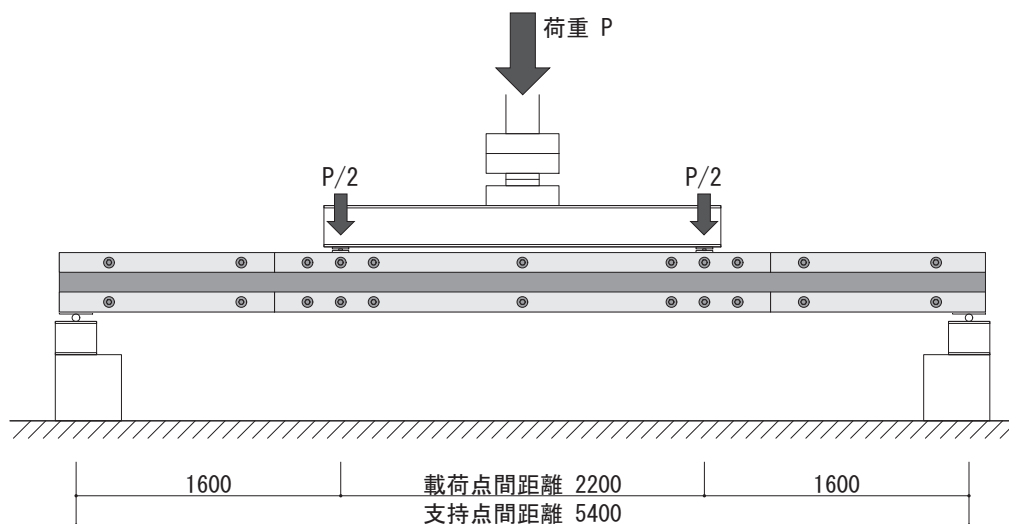


図 4.8: 加力方法

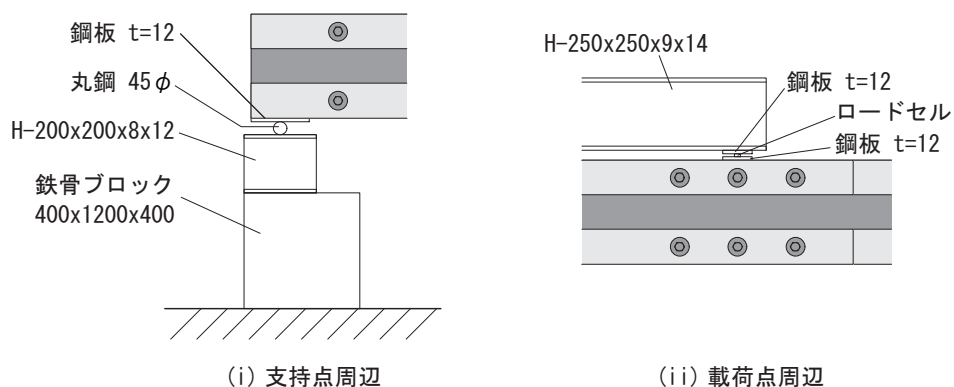
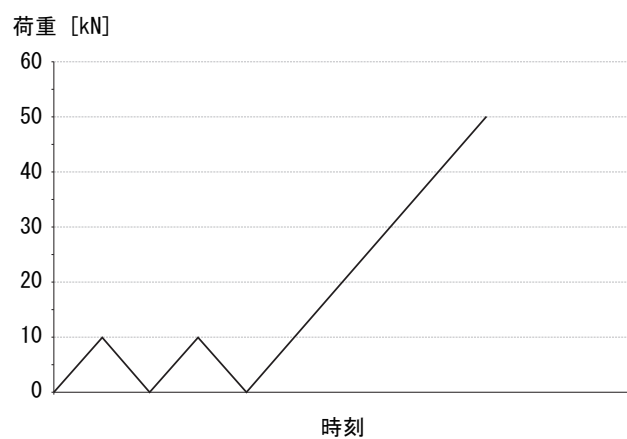


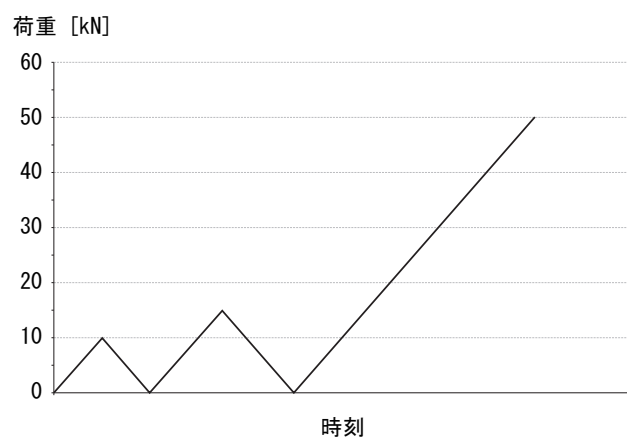
図 4.9: 詳細図

4.2.4 加力履歴概要

加力履歴の概要を図 4.10 に示す。横軸に時刻、縦軸に荷重を示す。G1, G2 とともに変位制御で加力する。正確な初期剛性を得るために、部材と試験機のなじみを考慮し、G1 では 10kN までの載荷を 2 度繰り返し、その後破壊まで載荷する（3 サイクル）。G2 では一度目の載荷は 10kN まで（1 サイクル）、二度目の載荷では 15kN までの載荷（2 サイクル）を行い、その後破壊まで載荷する（3 サイクル）。実験結果及び考察には破壊まで載荷した 3 サイクル目の実験データを用いる。



(i) 試験体G1



(ii) 試験体G2

図 4.10: 加力履歴概要

4.2.5 面外拘束治具

曲げ材の弱軸周りの横座屈変形が生じる方向の変位（以下面外方向変位とする）を拘束するために用いた治具の概要を図 4.11，写真 4.5 に示す。治具 A は支持点鉄骨ブロックに，治具 B は試験機に固定し，治具 C は H-250 × 250 × 9 × 14 に固定する。これらの治具により試験体を挟みこむことで計 6 箇所において試験体の面外方向変位を拘束した。また摩擦による影響を最小限にとどめるために，試験体と治具との間には試験体と治具の両方にテフロンシートを貼付する。

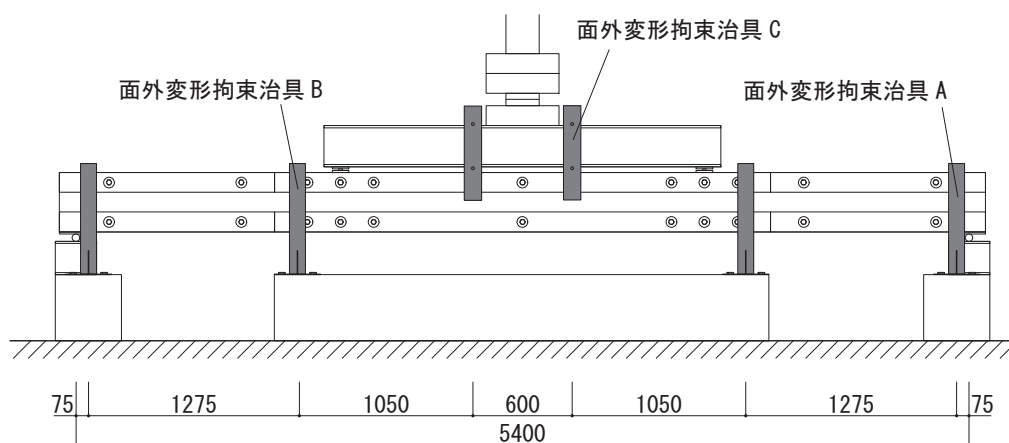


図 4.11: 面外変位拘束法概要

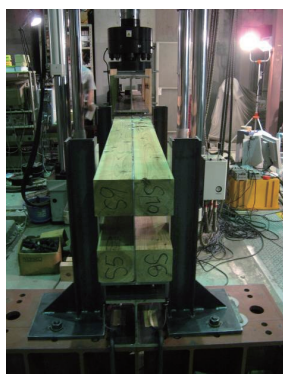


写真 4.5: 面外拘束治具

4.2.6 計測方法

G1, G2 における変位計測位置を図 4.12 に, ひずみの計測位置を図 4.13, 図 4.14 に示す。部材各点の鉛直方向変位 $Dz1, Dz2, Dz9, Dz10$ は高感度変位計 (CDP-25, 東京測器研究所, 写真 4.6 (a)) を, $Dz3 \sim Dz8$ はレーザ変位計センサ (LB-300, キーエンス, 写真 4.6 (b)) 及びアンプユニット (LB-1200, キーエンス) を用いて計測する。部材中央点の面外方向変位 $Dy1 \sim Dy2$ はレーザ変位計センサ (LB-02, キーエンス, 写真 4.6 (c)) 及びアンプユニット (LB-62, キーエンス) を用いて計測する。また木材と鋼材のずれ (相対変位) Dx はクリップゲージ (RA-5, 東京測器研究所, 写真 4.6 (d)) を用いて計測する。また荷重は載荷点に各 4 個ずつロードセル (LMR-S20KNSA2, 共和電業, 写真 4.6 (e)) を設置して計測する。鋼材のひずみはひずみゲージ (FLA-3-11-5LT, 東京測器研究所, 写真 4.6 (f)) を用い, 木材のひずみは木材用のひずみゲージ (PFL-20-11-5LT, 東京測器研究所, 写真 4.6 (g)) を用いて計測する。

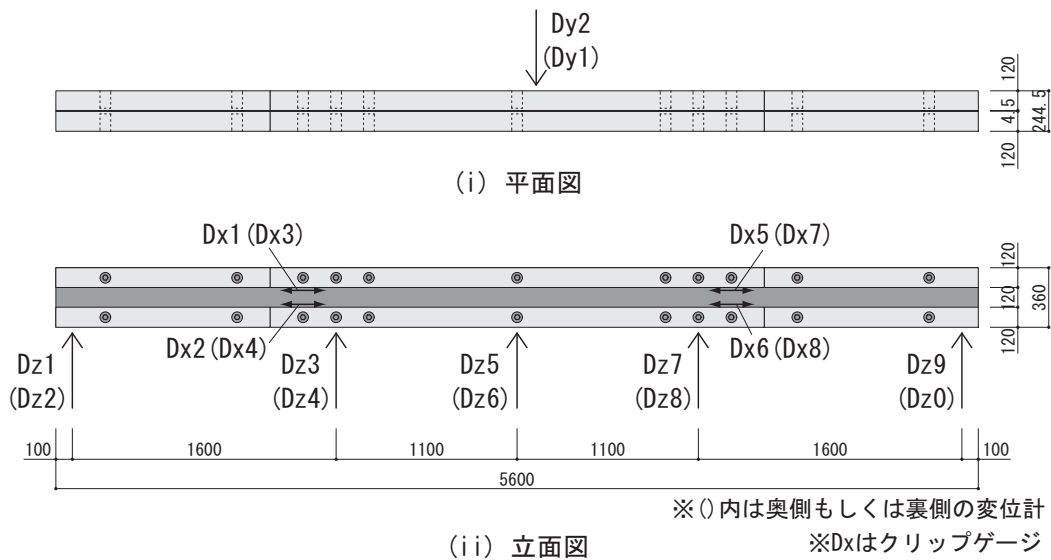
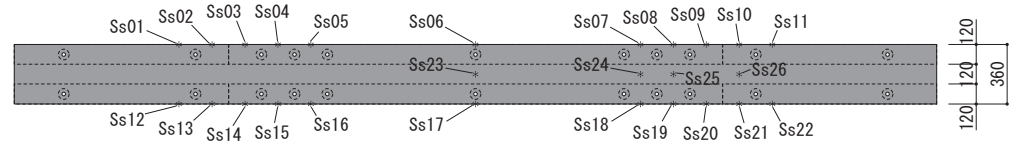
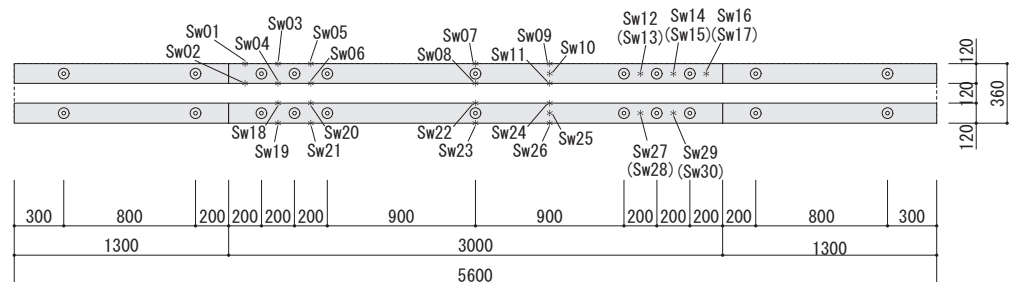


図 4.12: 変位計測位置 (試験体 G1, G2 共通)



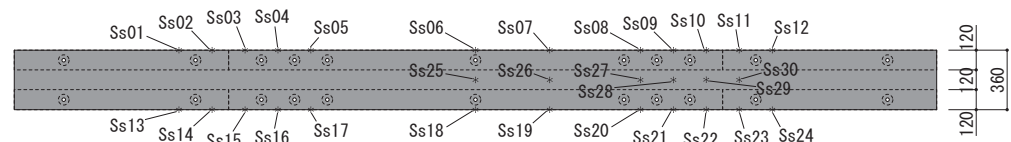
(i) 鋼材用ひずみゲージ位置



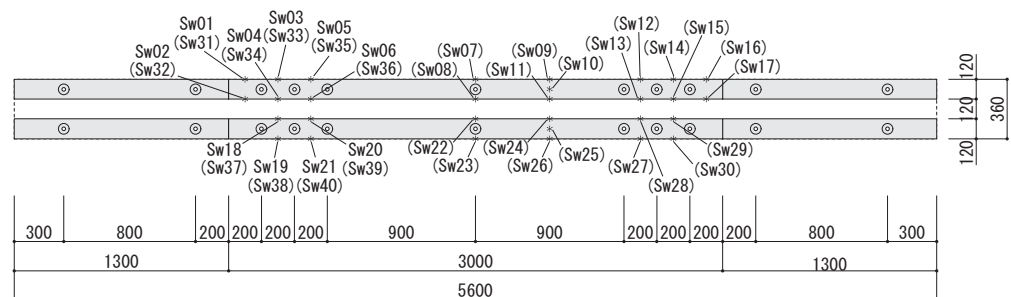
※ () 内は裏側木材に貼り付け

(ii) 木材用ひずみゲージ位置

図 4.13: ひずみ計測位置 (試験体 G1)



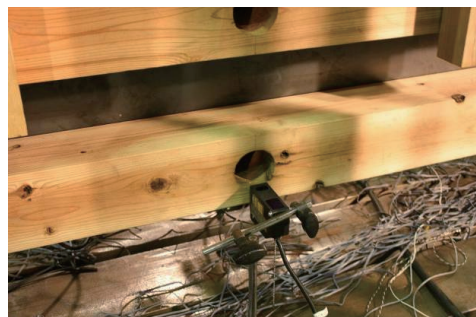
(i) 鋼材用ひずみゲージ位置



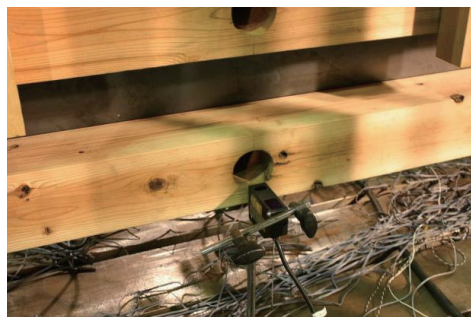
※ () 内は裏側木材に貼り付け

(ii) 木材用ひずみゲージ位置

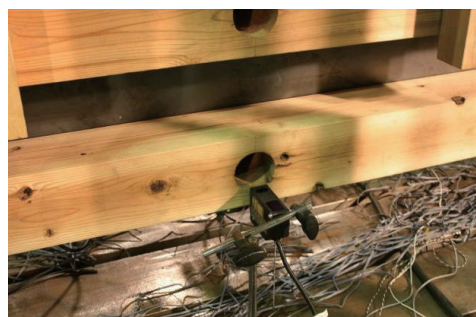
図 4.14: ひずみ計測位置 (試験体 G2)



(a) 高感度変位計



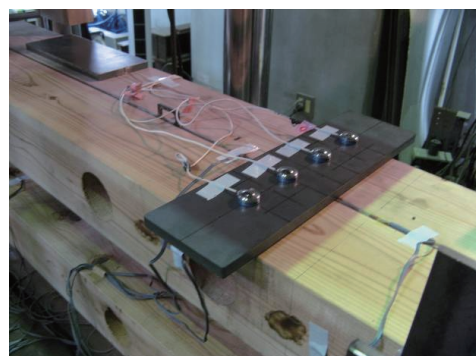
(b) レーザ変位計①



(c) レーザ変位計②



(d) クリップゲージ



(e) ロードセル



(f) 鋼材ひずみゲージ



(g) 木材ひずみゲージ

写真 4.6: 計測器

4.3 4点曲げ実験結果

4.3.1 加力履歴

各試験体の3サイクル目における中央点鉛直方向変位時刻歴を図4.15に、同図中の点線は試験機で計測された鉛直方向変位、実線は変位計で測定された曲げ材中央部における鉛直変位とする。また同サイクルの荷重時刻歴を図4.16に示す。同図中の点線は試験機で計測された荷重、実線はロードセルで測定された荷重とする。なお載荷速度は約0.84 mm/STEPであるが、計測周期は2 sec/STEPであるため、約0.42 mm/secに相当する。

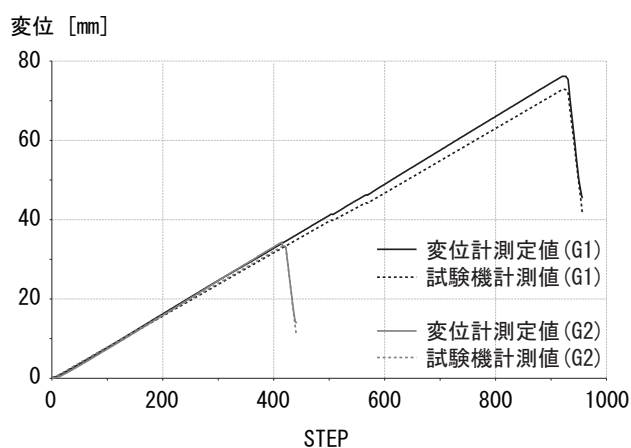


図 4.15: 中央点鉛直方向変位時刻歴

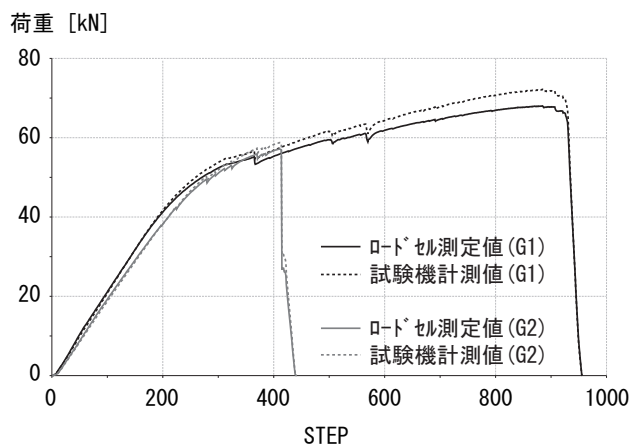


図 4.16: 荷重時刻歴

4.3.2 荷重 - 中央点たわみ関係

G1 及び G2 の荷重 - 中央点たわみ関係を図 4.17 に示す。横軸に中央点たわみを，縦軸に荷重を示す。図中実線を G1，点線を G2 とする。荷重がそれぞれ 42.3kN(G1)，48.9kN(G2) に達したとき（図中 印）に鋼板のひずみ計測箇所において降伏し始めた。その後剛性は徐々に低下し，荷重が 53.6kN(G1)，51.7kN(G2) に達したときに一時的に耐力が低下した（図中 × 印）。木材から割裂音が発生したため，木材の割れの進行で耐力が低下したことが原因と考えられる。その後 68.0kN(G1)，57.1kN(G2) 時に最大耐力を示し，試験体 G1 ではその後耐力が低下しながら中央点たわみが 73.2mm に達したときに，試験体 G2 では最大耐力に達した直後（中央点たわみが 34.2mm に達したとき）に部材の破壊が生じた。実験結果より，試験体 G1 と試験体 G2 では変形性能に差はあるが，弾性範囲における荷重 - 変形関係はおおよそ一致していることが分かる。

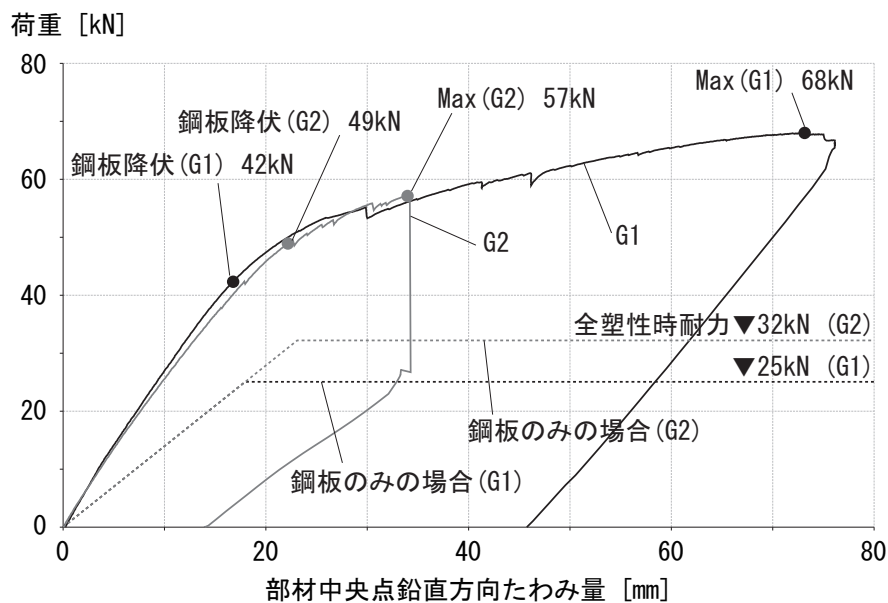


図 4.17: 荷重 - 中央点たわみ関係

曲げ剛性

実験結果を用い，曲げ剛性 $(EI)_{\text{ex}}$ を式 (4.2) より算出した。

$$(EI)_{\text{ex}} = \frac{P}{d} \frac{l^3}{12} \left(\frac{3a}{4l} - \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right) \quad (4.2)$$

ただし， P は鉛直荷重， d は中央点たわみ量， l は支持点間距離（＝5.4m）， a は支持点から載荷点までの距離（＝1.6m）とし， P/d は $P = 30\text{kN}$ 時の割線勾配とする。

また鋼材と木材が完全に一体化したと仮定した場合（平面保持を仮定した場合）の曲げ剛性の理論値 $(EI)_p$ は式 (4.3) により求まる。

$$(EI)_p = E_s I_s + 4E_w (I_w + A_w e^2) \quad (4.3)$$

ただし， E_s ， I_s は鋼材の弾性係数（＝205000N/mm²），断面二次モーメントとし， E_w ， I_w は木材の弾性係数，断面二次モーメントとする。また A_w は木材の断面積， e は部材の中立軸から木材材芯までの距離とする。試験体に用いた材料の諸値を用いると，本実験において $(EI)_p$ は 7630 kN・m² である。

実験結果を表 4.3 に示す。同表に実験より得られた各試験体の曲げ剛性 $(EI)_{\text{ex}}$ を完全一体化を仮定した曲げ剛性の理論値 $(EI)_p$ で除して正規化した値 n_p を示す。実験によって得られた曲げ剛性は，完全一体化を仮定した場合の曲げ剛性に比べ 85 % (G2) ～ 90 % (G1) の値を示している。また，G2 に比べ G1 では 6 % 高い値を示していることが分かる。

表 4.3: 実験結果（曲げ剛性）

試験体 番号	$(EI)_{\text{ex}}$ [kN・m ²]	n_p
G1	6848	0.90
G2	6488	0.85

$(EI)_{\text{ex}}$: 曲げ剛性（実験値）， n_p : $(EI)_{\text{ex}}/(EI)_p$

破壊性状

G1, G2 の破壊性状をそれぞれ写真 4.7, 写真 4.8 に示す。中央点たわみが 73.2mm (G1), 34.2mm(G2) に達したときに, 一体化接合部で木材と鋼材の肌分れが進行し座屈拘束としての機能が弱まったため, 鋼板上端が局部座屈し破壊に至った。試験体 G2 が脆性的に破壊したのに対して, 試験体 G1 は上部木材フランジ同士が接触しており, 試験体 G1 の変形能力は高かった。これは鋼板が降伏応力に達した後も上部木材フランジ間で圧縮力の伝達が行なわれたため, 座屈拘束機能が低下し難かったことが一因と考えられる。

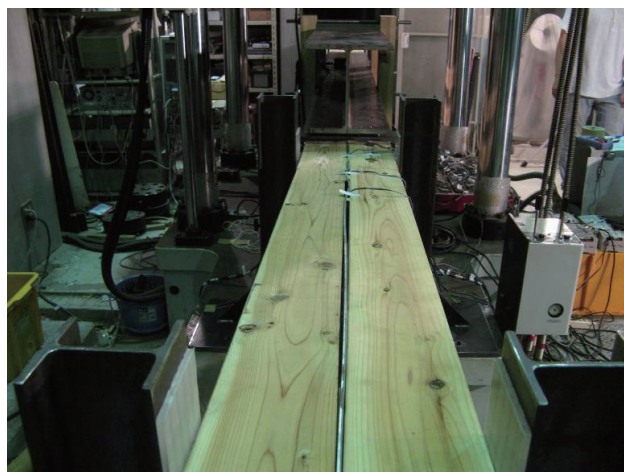


写真 4.7: 破壊性状 (試験体 G1)



写真 4.8: 破壊性状 (試験体 G2)

4.3.3 面外方向変位

各試験体の面外方向変位を図 4.18 に示す。横軸に中央点たわみを、縦軸に曲げ材の面外方向変位を示す。図中の点線は下部フランジ木材の面外方向変位 ($Dy1$) を、一点鎖線は上部フランジ木材の面外方向変位 ($Dy2$) を、実線は $Dy1$ と $Dy2$ の平均値 ($DISPy$) を示す。試験体 G1 では上部フランジ木材が接触することで乱れた挙動を示しているが、試験体 G2 では線形的な挙動を示しており、破壊に至るまで大きな変形は見られない。このことから実験に際して面外拘束治具は有効に機能したと考えられる。

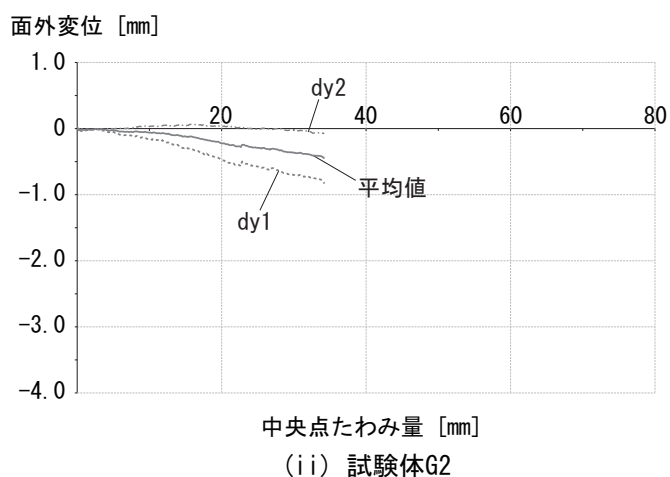
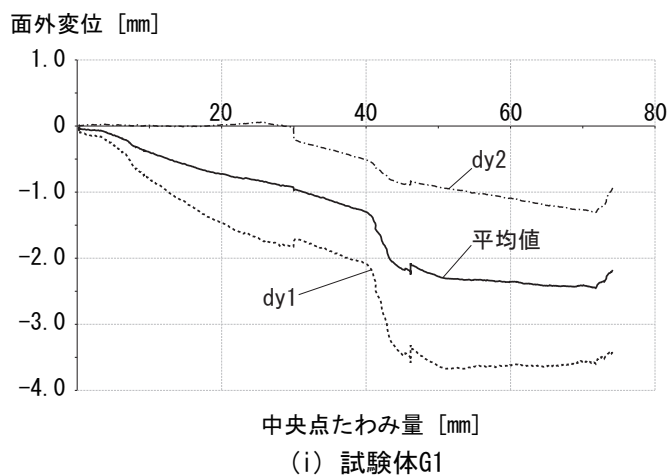
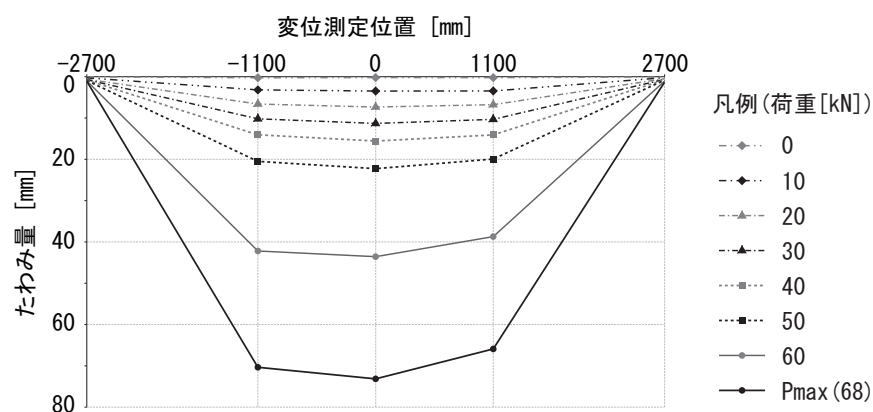


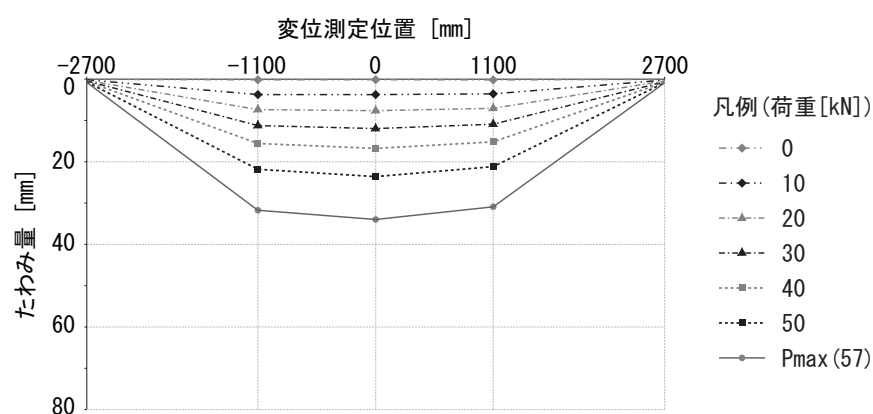
図 4.18: 面外方向変位

4.3.4 たわみ曲線

荷重が 0kN から 10 k N 毎及び最大耐力時の試験体 G1 及び試験体 G2 におけるたわみ曲線を図 4.19 に示す。横軸に曲げ材の材軸方向における変位測定位置を，縦軸に鉛直変位を示す。なお横軸の零点の位置は曲げ材の材軸方向における中央点とする。ほぼ左右対称に変位が進行しているが，G1 においては 55kN（中央部鉛直変位は 30mm で，鋼板が降伏し始めた後）を超えた頃から横軸上-1100mm の位置に大きな変位が進行したため，やや左右の変位に差が現れている。また支点から載荷点付近にかけての曲率よりも載荷点間の曲率の方が小さく，4点曲げ実験によって載荷点間のせん断力は小さく，曲げモーメントはほぼ一様となったことが分かる。



(i) 試験体G1



(ii) 試験体G2

図 4.19: たわみ曲線

4.3.5 鋼板のひずみ度

試験体 G1, G2 におけるそれぞれの鋼板のひずみ度時刻歴を図 4.20 ~ 図 4.23 に示す。横軸に曲げ材中央点たわみ量を, 縦軸に鋼板のひずみ度を示し, 図中にはそれぞれの鋼材 Gs1, Gs2 の降伏ひずみを太線で示す。図 4.20, 図 4.22 は鋼板左側で計測した値を, 図 4.21, 図 4.23 は鋼板右側で計測した値を示す。鋼板上下の位置関係ではほぼ対称な挙動を示しており, G1, G2 共に部材端部から 3 つ目の一体化接合部付近 (木材フランジが不連続部分の近傍) でひずみ度の増加が大きく, 他の計測位置に先立って降伏したことが分かる。

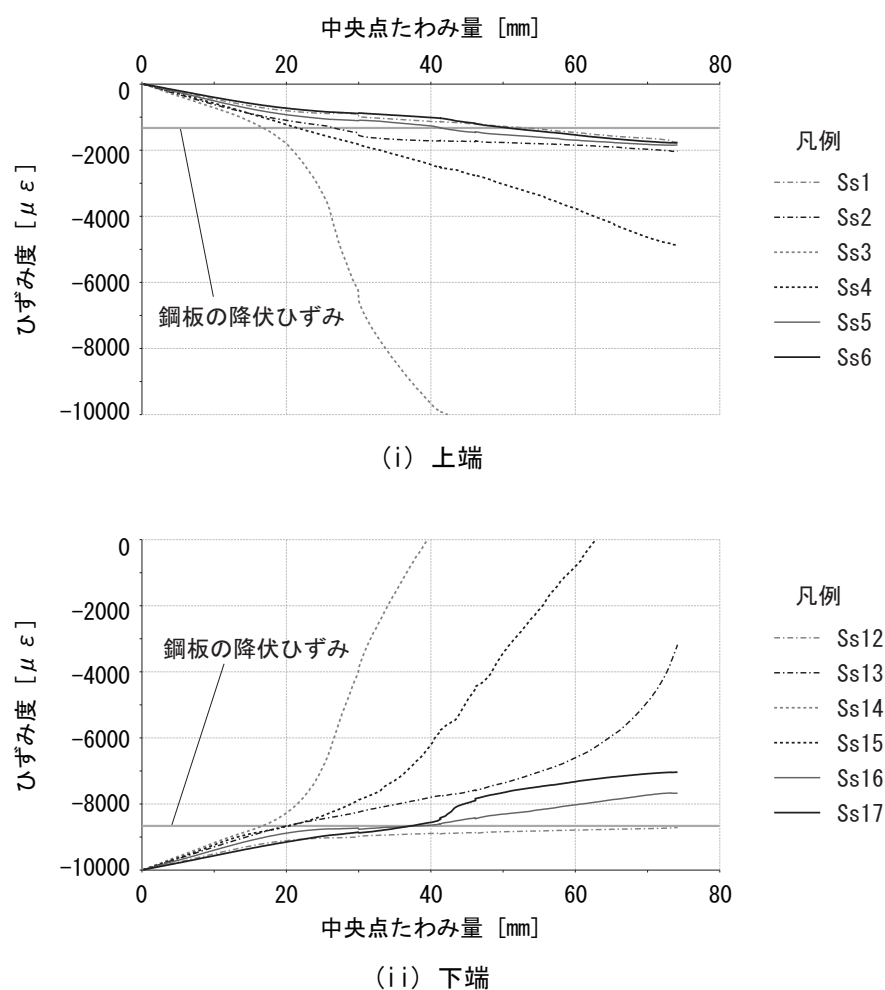


図 4.20: 鋼板のひずみ度 (試験体 G1 左側)

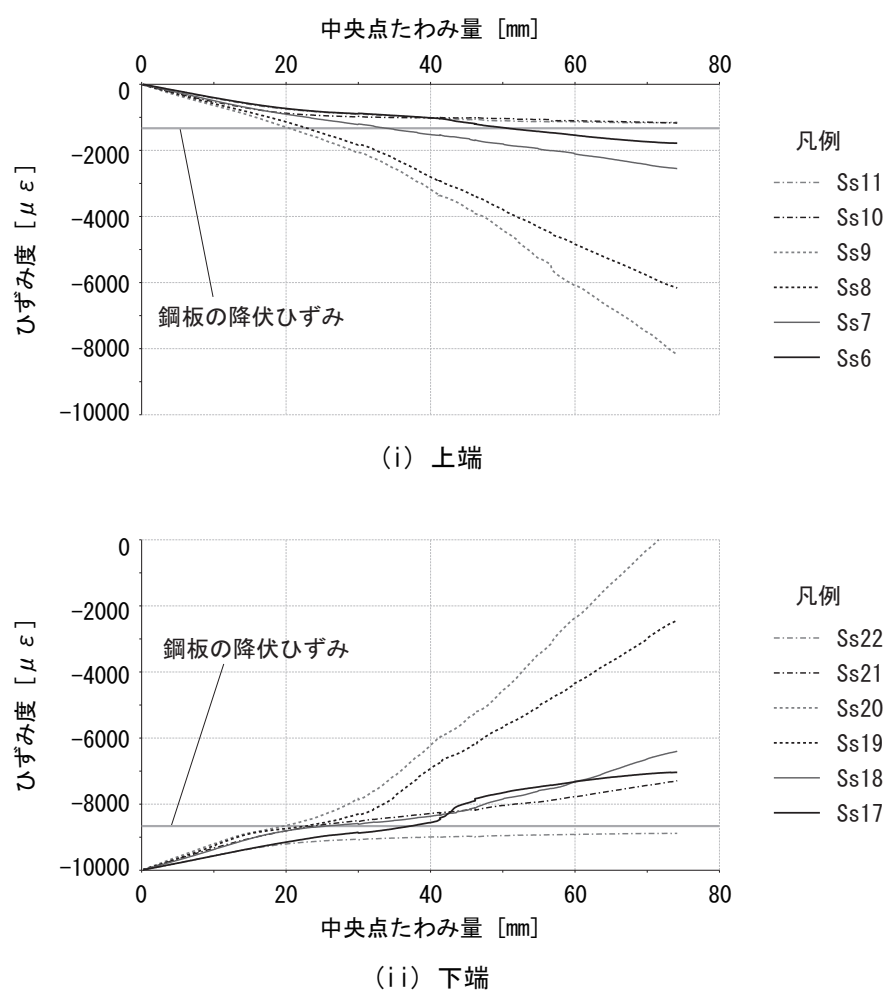


図 4.21: 鋼板のひずみ度 (試験体 G1 右側)

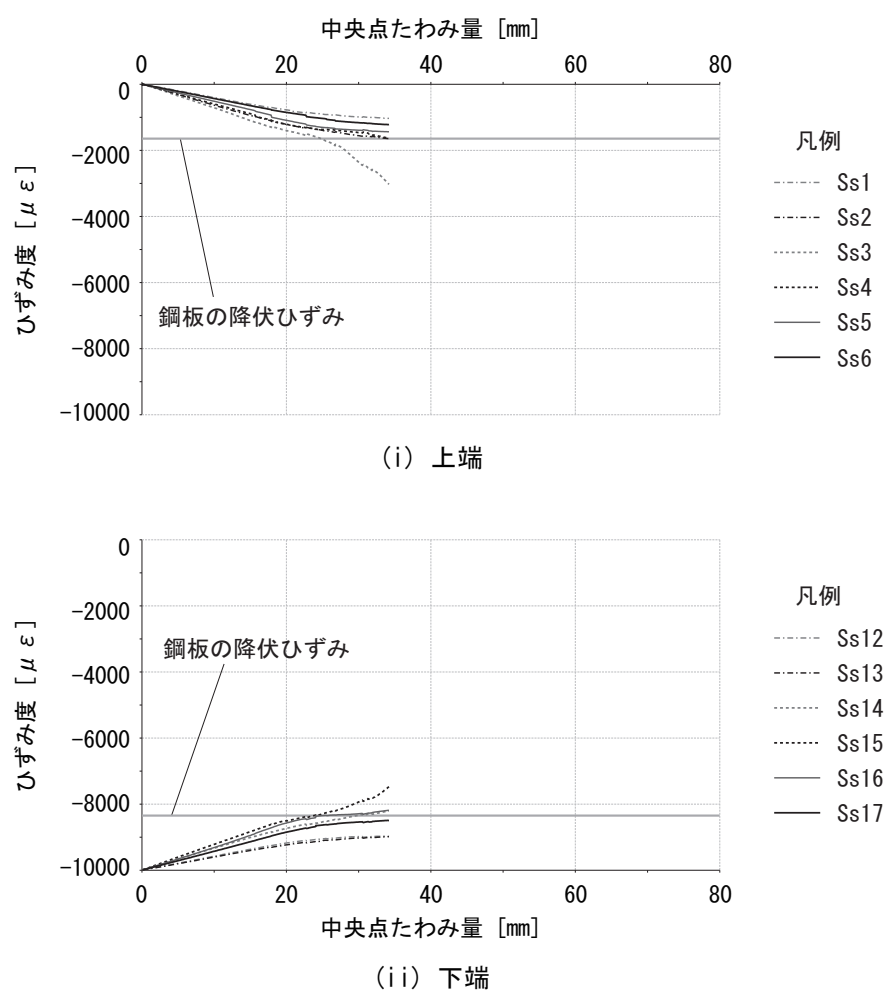


図 4.22: 鋼板のひずみ度 (試験体 G2 左側)

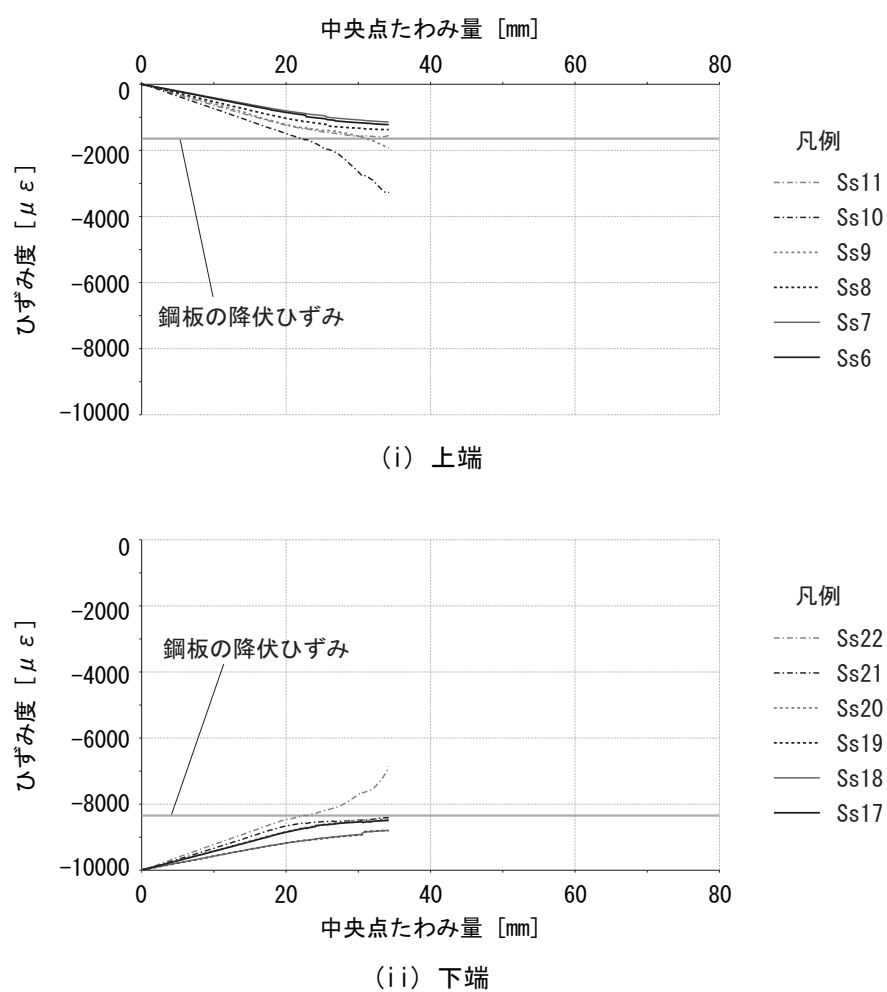


図 4.23: 鋼板のひずみ度 (試験体 G2 右側)

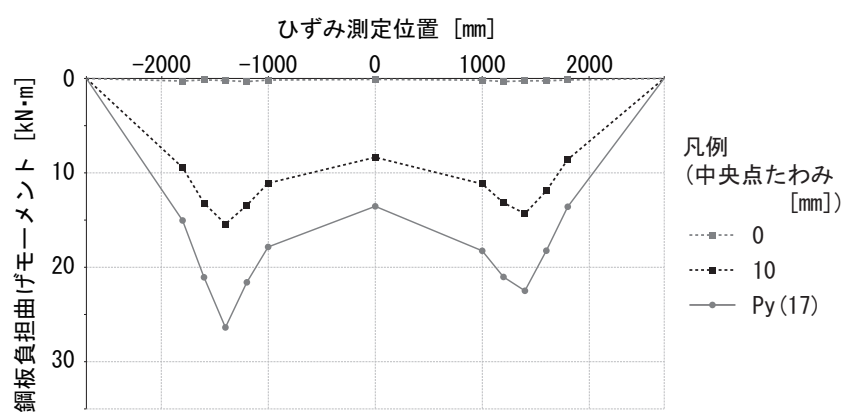
4.3.6 鋼板負担曲げモーメント（弾性範囲内）

変位が 0mm から 10mm 毎及び初めて鋼材が降伏したときまでの各試験体における鋼板の曲げモーメント分布図を図 4.24 に示す。横軸に鋼板の材軸方向におけるひずみ計測位置を、縦軸に鋼材負担曲げモーメントを示す。なお横軸の零点の位置は曲げ材の材軸方向における中央点とする。鋼板負担曲げモーメントは式 (4.4) より算出する。

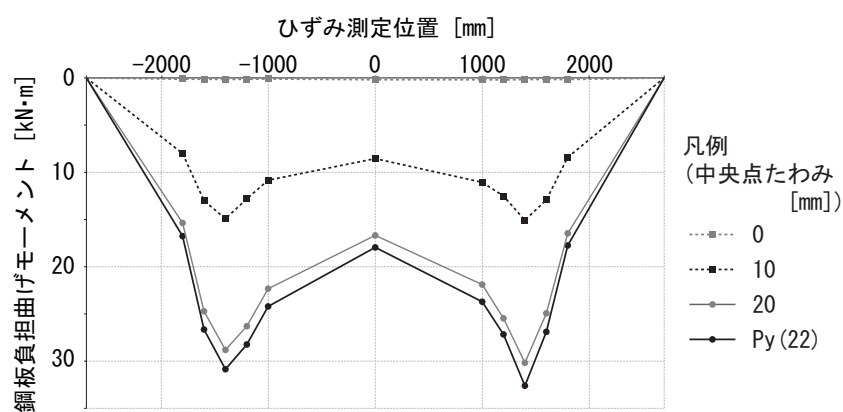
$$M_s = \frac{(\varepsilon_{st} - \varepsilon_{sp})}{2} E_s Z_s \quad (4.4)$$

ただし、 M_s は鋼板負担曲げモーメント、 ε_{st} は各測定位置での鋼板引張縁側におけるひずみ度、 ε_{sp} は各測定位置での鋼板圧縮縁側におけるひずみ度、 E_s は各鋼材の弾性係数、 Z_s は各鋼板部材の断面係数とする。

木材と一体化接合することで、鋼板中央部における負担曲げモーメントが軽減されていることが分かる。



(i) 試験体G1



(ii) 試験体G2

図 4.24: 鋼板負担曲げモーメント

4.3.7 木材に作用する軸力

木材に作用する軸力は式 (4.5) より算出した。

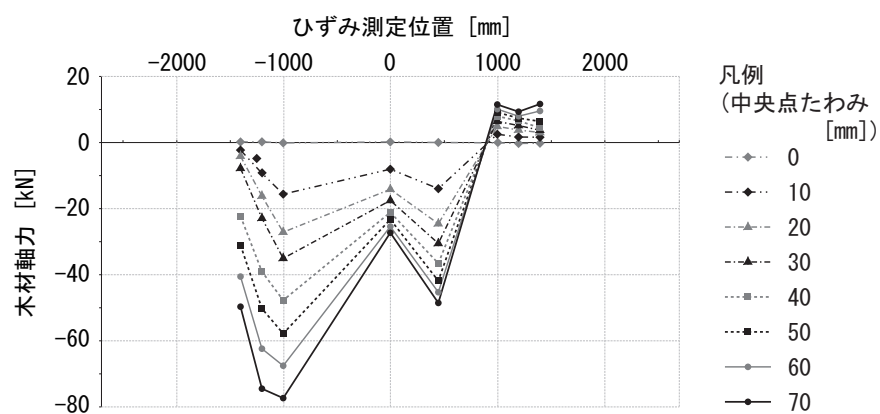
$$N_w = E_w A_w \varepsilon_w \quad (4.5)$$

ただし、 N_w は木材に作用する軸力、 E_w は各木材の弾性係数、 A_w は各木材の部材断面積、 ε_w は各測定位置での木材のひずみとする。

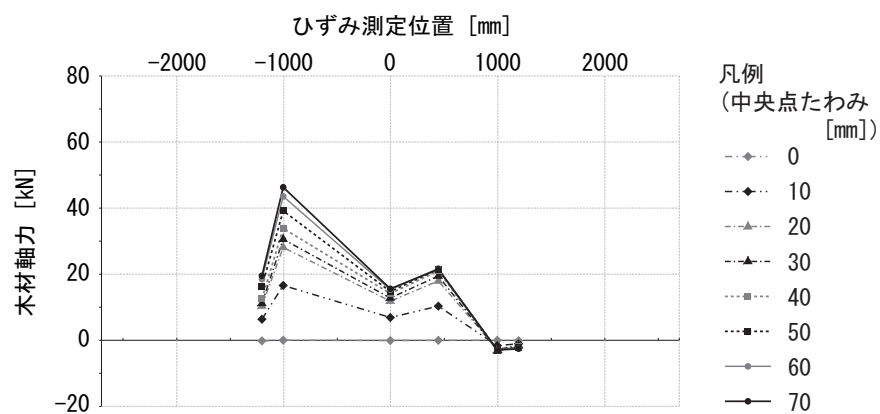
変位が 0mm から 10mm 毎及び最大耐力時の各試験体における木材の軸力図を図 4.25、4.26 に示す。なお試験体 G1 に関しては木材 Gw-UCF と木材 Gw-BCF、G2 に関しては木材 Gw-UCB と木材 Gw-BCB の 4 部材について軸力を検討した^{*2}。同図では横軸に木材材軸方向のひずみ計測位置を、縦軸に算出した木材に作用する軸力を示す。なお横軸の零点の位置は木材材軸方向における中央点とする。

一体化接合部の左右で軸力に差が生じていることから、各一体化接合部を介して鋼木間で軸力の伝達が行われていることが分かる。なお G1 において木材右部における軸力が正負反対となる挙動を示している。これは右部においては木材上下面ではなく木材側面 1 点しかひずみを計測していなかった（その他の点では木材の上下面についてひずみを計測し、その平均値から軸力を算出した）ことが原因と考えられる。それを踏まえ G2 ではすべての点について木材上下面でひずみ計測を行ったため、図 4.26 のように、安定した結果が得られた。

^{*2} 部材名称は図 4.4 を参照

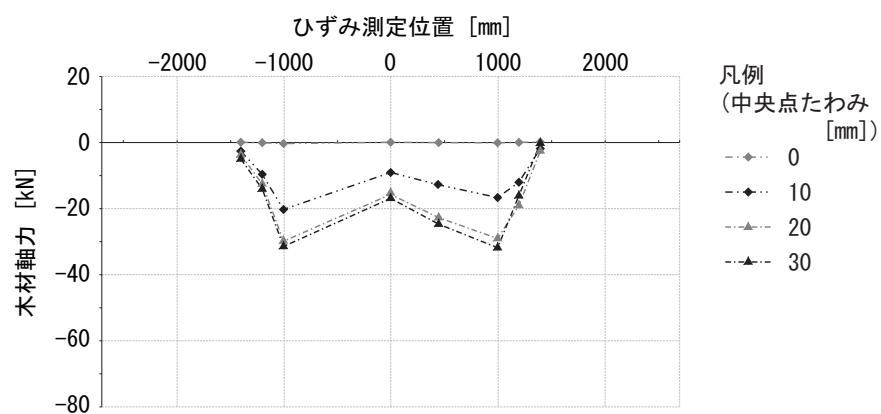


(i) Gw-UCF1 (試験体G1上側フランジ木材)

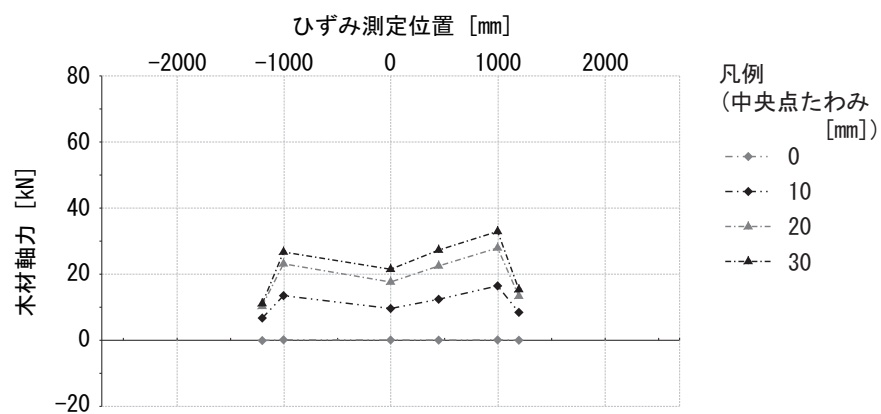


(ii) Gw-BCF1 (試験体G1下側フランジ木材)

図 4.25: 木材負担軸力 (試験体 G1)



(i) Gw-UCB2 (試験体G2上側フランジ木材)



(ii) Gw-BCB2 (試験体G2下側フランジ木材)

図 4.26: 木材負担軸力 (試験体 G2)

4.3.8 一体化接合部に作用するせん断力 - 鋼材と木材のずれ量関係

木材に作用する軸力と一体化接合部に作用するせん断力を求める部材と接合部を図 4.27 に示す。軸力を求める対象とした部材は、実験において木材のひずみを正確に計測できたと思われる箇所と対応している。ただし試験体 G1 に関しては部材 21～36 の軸力は計測していない。

図 4.28～図 4.35 に木材負担軸力時刻歴および接合部負担せん断力と部材中央点たわみの関係を示す。縦軸をそれぞれ木材の負担軸力と接合部の負担せん断力、横軸は部材中央点たわみとする。軸力は引張を正とし、せん断力は図 4.27 中の全体座標系における x 軸方向を正とする。図 4.28, 図 4.29 は木材 Gw-UCF1, Gw-BCF1 における部材軸力と一体化接合部のせん断力を示す。図 4.30, 図 4.33 は木材 Gw-UCF2, Gw-BCF2 における部材軸力と一体化接合部のせん断力を示す。図 4.34, 図 4.35 は木材 Gw-UCB2, Gw-BCB2 における部材軸力と一体化接合部のせん断力を示す。なお実験時に部材 14, 24, 34 に相当する箇所の木材ひずみを計測していなかったため、図 4.28, 図 4.30, 図 4.32, 図 4.34 中には部材 14, 24, 34 の軸力は掲載していない。また図 4.29, 図 4.31, 図 4.33, 図 4.35 中の接合部 13 の実験結果は部材 14 の軸力が不明であるため、仮に部材 14 の軸力が 0 と仮定した場合の結果とする。

図中に鋼板に貼り付けたひずみゲージが初めて降伏ひずみに達した値を示す。図 4.31 や図 4.35 においては、鋼板が降伏し始める前に接合部が降伏していることが分かる。

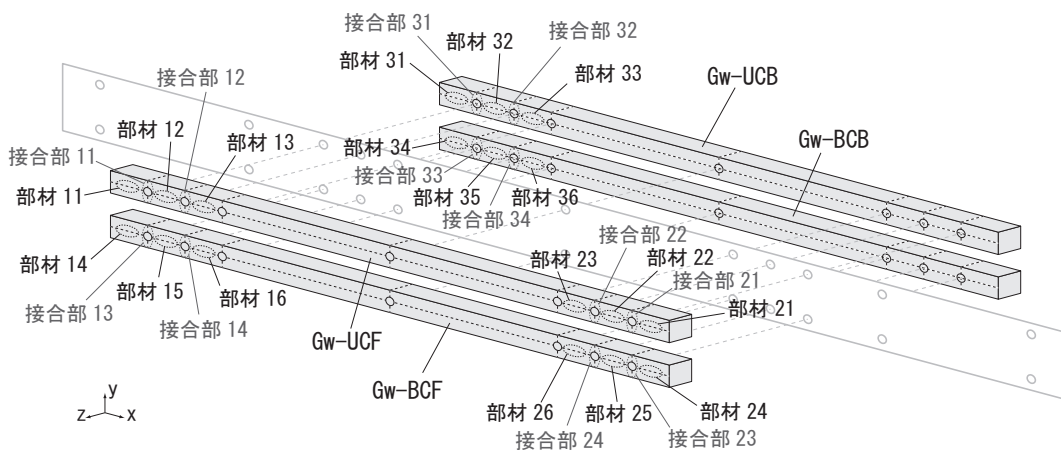


図 4.27: 部材・一体化接合部番号

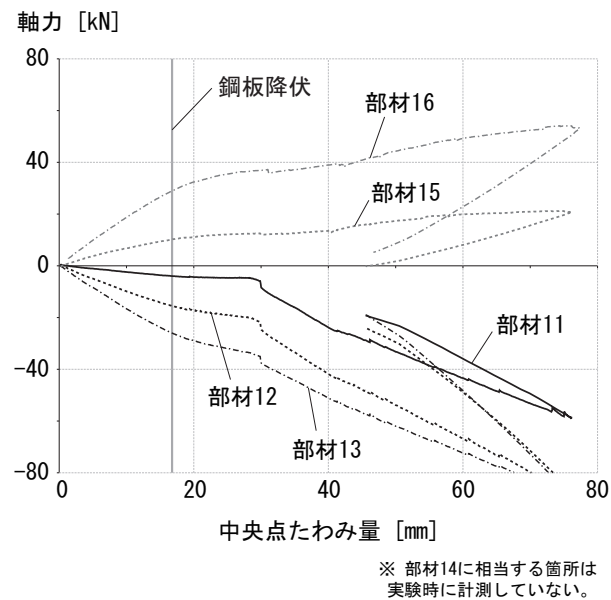


図 4.28: 木材に作用する軸力時刻歴 (試験体 G1 (手前左側))

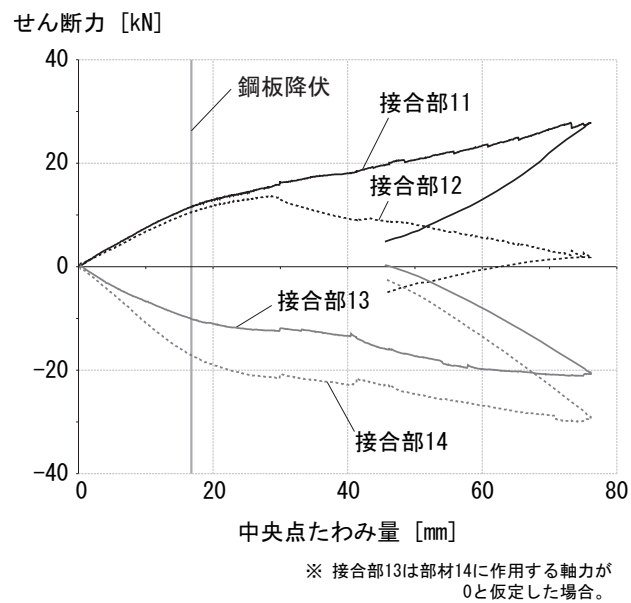


図 4.29: 一体化接合部に作用するせん断力時刻歴 (試験体 G1 (手前左側))

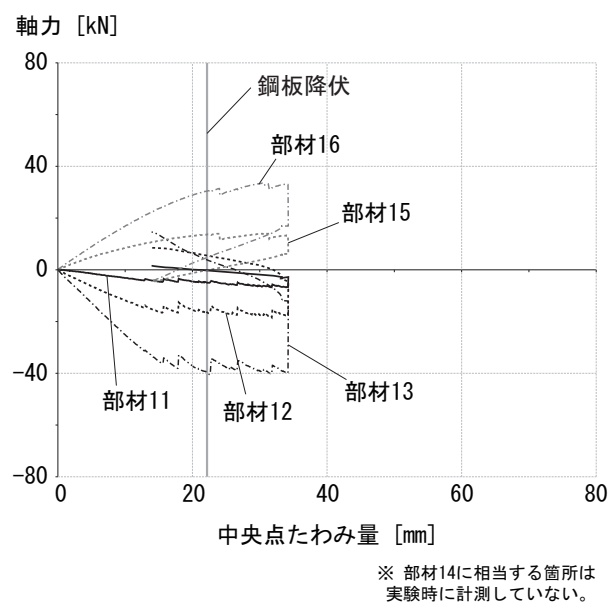


図 4.30: 木材に作用する軸力時刻歴 (試験体 G2 (手前左側))

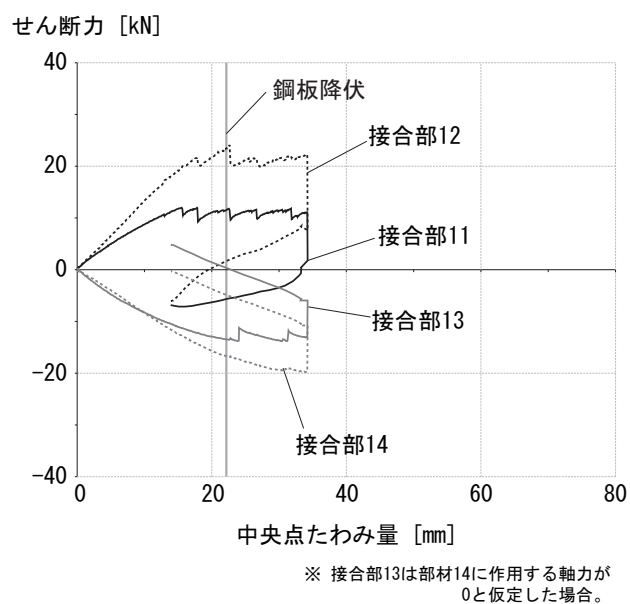


図 4.31: 一体化接合部に作用するせん断力時刻歴 (試験体 G2 (手前左側))

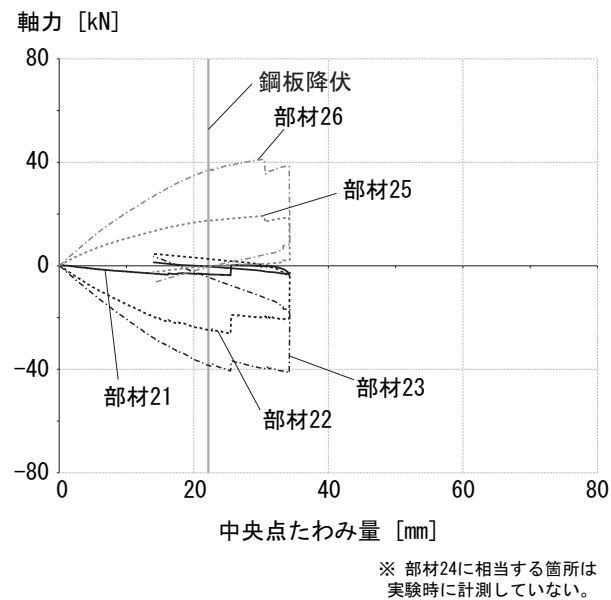


図 4.32: 木材に作用する軸力時刻歴 (試験体 G2 (手前右側))

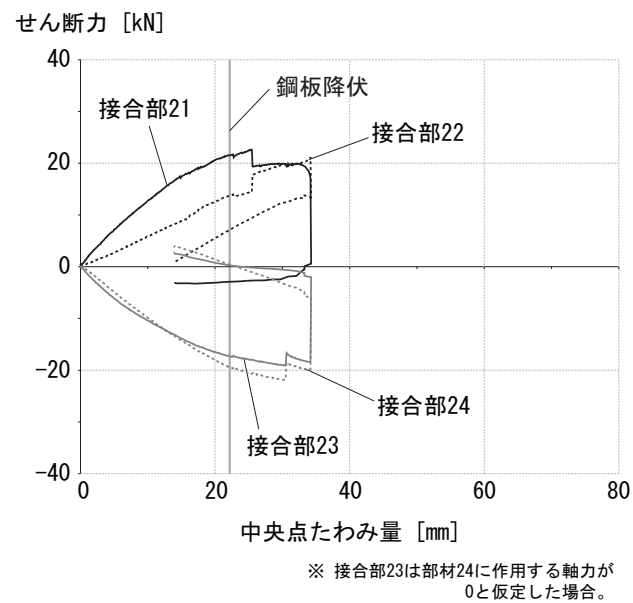


図 4.33: 一体化接合部に作用するせん断力時刻歴 (試験体 G2 (手前右側))

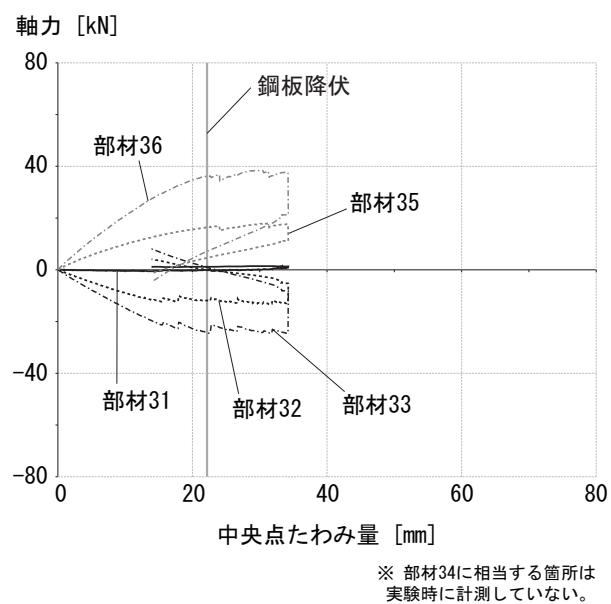


図 4.34: 木材に作用する軸力時刻歴 (試験体 G2 (奥左側))

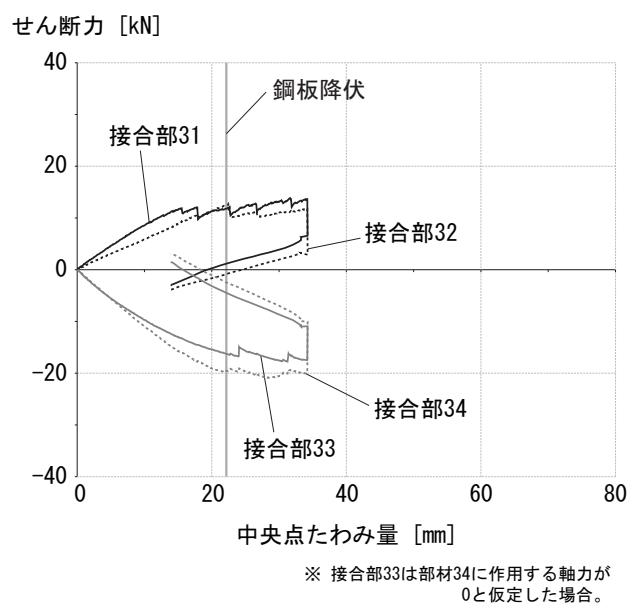


図 4.35: 一体化接合部に作用するせん断力時刻歴 (試験体 G2 (奥左側))

各試験体における鋼材と木材の材軸方向のずれ量を図 4.36, 4.37 に示す。横軸に中央点たわみを、縦軸に一体化接合部における鋼板と木材のずれ量を示す。鋼板が降伏し始める 20mm 程度までは大きなずれ変位は発生していない。

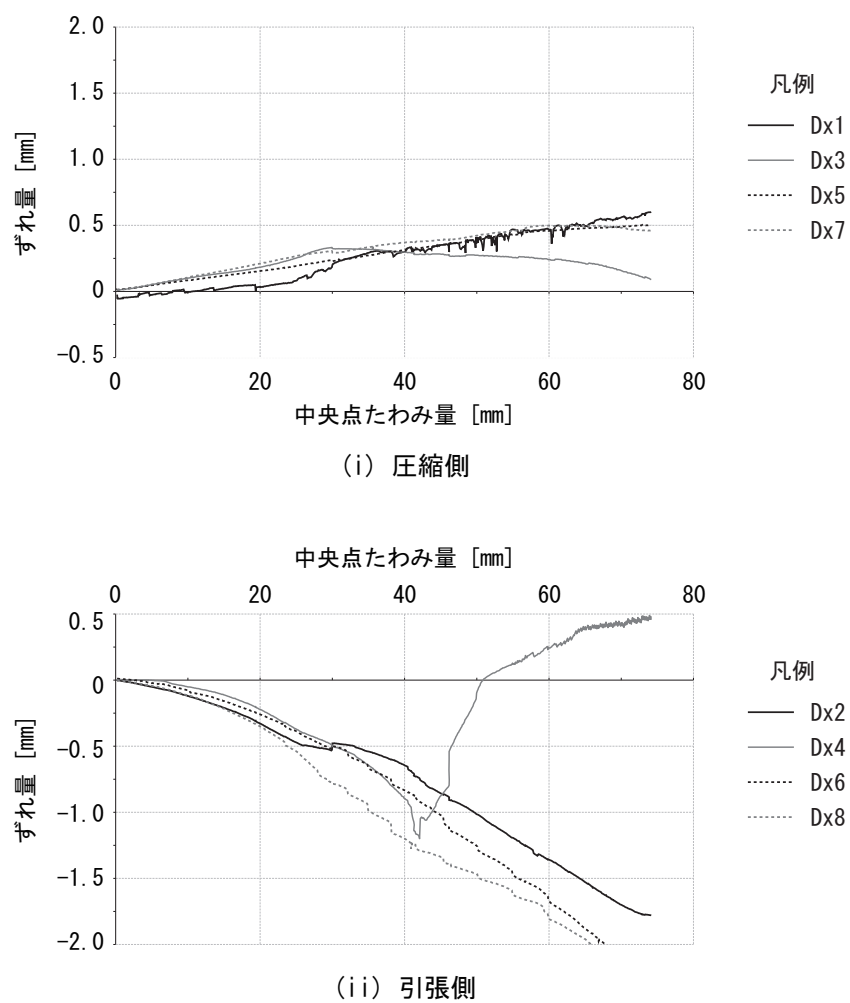


図 4.36: 鋼材と木材のずれ量 (試験体 G1)

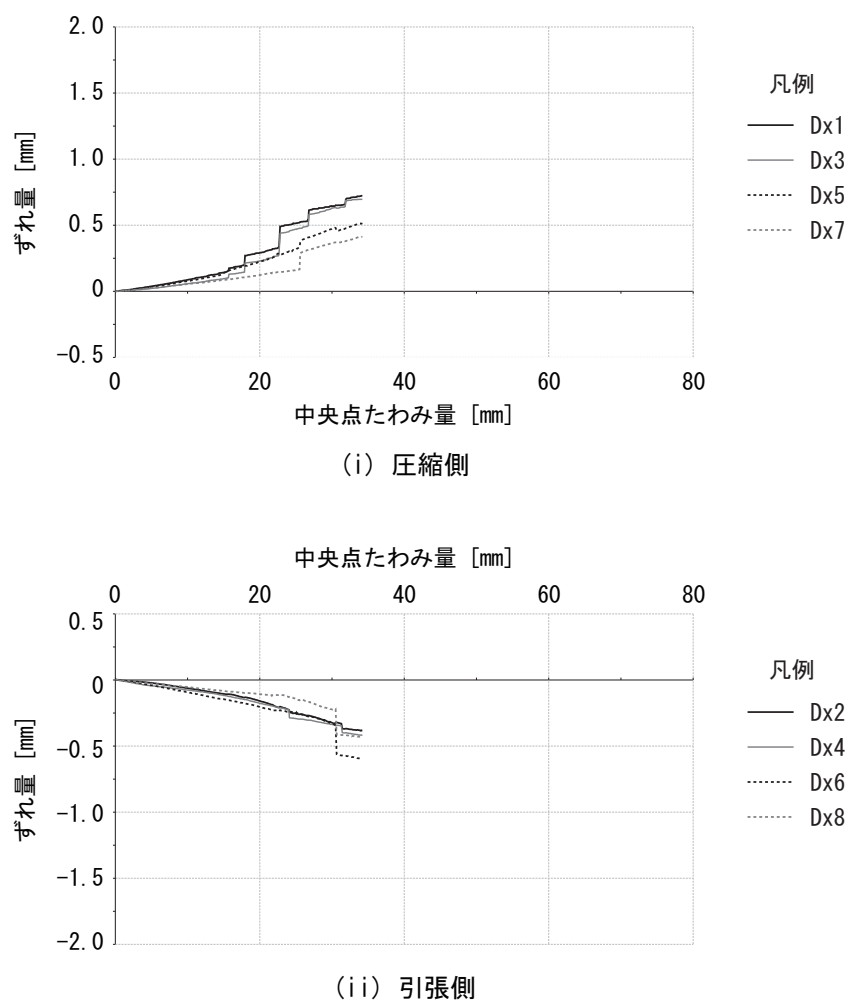
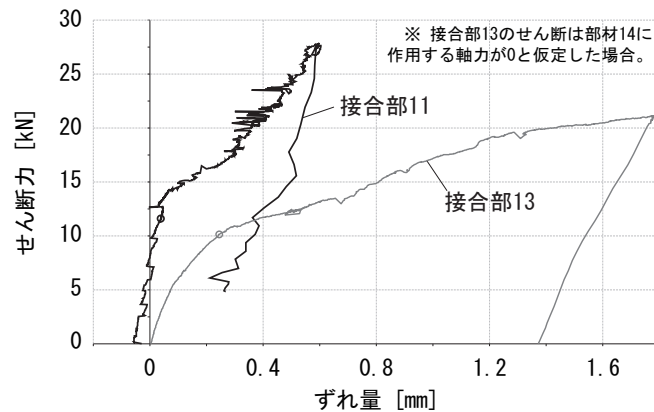
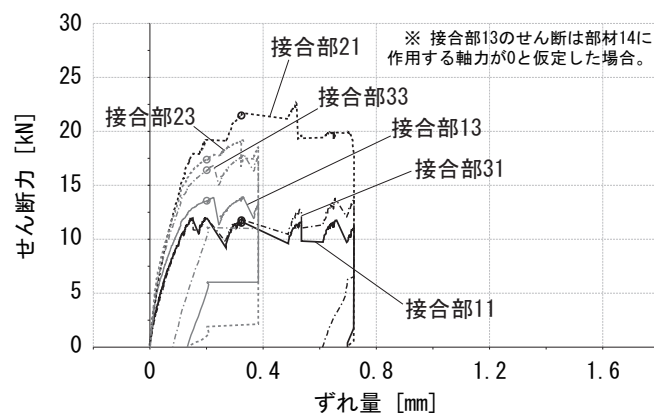


図 4.37: 鋼材と木材のずれ量 (試験体 G2)

各試験体の接合部 11 および 13 における一体化接合部に作用するせん断力と鋼板と木材のずれ量関係を図 4.38 に示す。曲げ材の 4 点曲げ実験から直接得られた一体化接合部の初期せん断剛性は約 $50 \sim 150 \text{ kN/mm}$ ，降伏せん断耐力は約 $10 \sim 15 \text{ kN}$ であり，2 章で行なった一面せん断実験結果より初期せん断剛性は大きい値を，降伏せん断耐力は小さい値を示した^{*3}。剛性が大きくなった原因として，二面せん断は 2.3.4 節で行なった一面せん断抵抗機構と比較してボルトの回転変形が生じないことが挙げられる。また耐力が低下した原因として，2.3.4 節式 (2.7) の第 5 項（ボルト軸の回転に起因する項）が二面せん断の場合含まれないことが原因と考えられる。図中 印はに鋼板に貼り付けたひずみゲージが初めて降伏ひずみに達した点とする。接合部 11 を除いた接合部において鋼板より先に降伏するが、変形性能は大きいことが分かる。



(i) 試験体G1



(ii) 試験体G2

図 4.38: せん断力 - ずれ量関係

^{*3} 一体化接合部一面せん断実験から得られたせん断剛性は約 $50 \sim 75 \text{ kN/mm}$ で，最大せん断耐力の最小値は約 20 kN

4.4 数値解析（弾性解析）

対象試験体の弾性解析モデルを作成し数値解析を行う。はじめに一体化接合部のせん断剛性 k をパラメータとして解析し，せん断剛性 k と部材の曲げ剛性の関係性を評価する。次にせん断剛性 k を任意に定めたモデルと実験結果と比較して，部材の曲げ剛性，鋼木間の軸力伝達，鋼板負担曲げモーメントに関して検討し，解析モデルの妥当性を検討する。

4.4.1 解析モデル

汎用解析ソフト MIDAS[29] を用いて鋼木複合断面単純曲げ材の数値モデルを作成する。解析モデルを図 4.39，図 4.40 に示す。4 点曲げ実験と同様に上部フランジ木材を接触させたモデル（木材フランジ間の軸力伝達があるモデル）をモデル G1（図 4.39），上部フランジ木材を接触させないモデル（木材フランジ間の軸力伝達がないモデル）をモデル G2（図 4.40）とする。数値モデルの作成方針を以下に示す。

1. 鋼部材，木部材はそれぞれ線材でモデル化する。
2. 接合部のモデル化は，鋼部材から長さ 120mm の剛体を跳ね出し，剛体と木部材間せん断ばね要素を配置する。なおせん断ばね要素の自由度は図中 x 軸方向のみとする。

次に解析条件を以下に示す。

1. 鋼部材の断面寸法は 4.5mm × 360mm，部材長さは 5400mm の一部材とする。木部材の断面寸法は 120mm × 120mm とし，中央の木材は部材長さ 3000mm，両端の木材は部材長さ 1200mm とし，中央 4 部材，両端それぞれ 4 部材の計 12 部材とする。解析モデル G1 においては，上端フランジ木材間の軸力伝達を表現するために，中央木材と両端木材間をピン接合する。解析モデル G2 においては木材要素同士の連結はしない。
2. 解析は弾性解析とし，材料定数は鋼材の弾性係数は 205kN/mm²，木材の弾性係数は 4.5kN/mm² とする。せん断ばね要素のせん断剛性 k をパラメータとして解析を行う。
3. 支持条件は，鋼部材左端部においては水平，鉛直変位および x 軸まわり， y 軸まわりの回転を拘束する。鋼部材右端部においては y 軸方向水平変位，鉛直変位および x 軸まわり， y 軸まわりの回転を拘束する。
4. 解析は静的解析とし，鋼部材の材芯上 2 点に鉛直下向きに 1.5kN ずつ作用させる。なお荷重の作用点は鋼部材中央から両側 1100mm の位置とした。

4.4.2 解析結果

部材曲げ剛性 - 一体化接合部のせん断剛性関係

部材曲げ剛性と一体化接合部せん断剛性 k の関係を図 4.41 に示す。せん断剛性 k の増大に応じて曲げ剛性は増加するが、増加の割合は徐々に小さくなる傾向があり、一体化接合部にある程度のせん断剛性が確保されていれば、相応の部材曲げ剛性を有することが定性的に把握できる。なおせん断剛性 k を十分に大きくすると ($k=1.0\text{E}+10$ [kN/mm]), 曲げ剛性はモデル G1 の場合 $6960 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ に、モデル G2 の場合 $6570 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ に漸近し、木材フランジ間の軸力伝達があるモデル G1 の方が、複合断面としての一体化度合いが大きいことが分かる。なお複合断面が完全に一体化していると仮定した場合の部材曲げ剛性 $(EI)_p$ は、式 (4.3) より $7630 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ となる。参考のため、この値も図 4.41 中に示す。せん断剛性 k を十分に大きくした場合の解析値は $(EI)_p$ と比較して、モデル G1 の場合 0.91 倍、モデル G2 の場合 0.86 倍である。これは木材フランジ部材が通し材でないことや、一体化接合部の個数や位置によって曲げ剛性が変化することが原因と考えられ、これらをパラメータとしてスタディすることで、曲げ剛性を向上できることを示唆している。

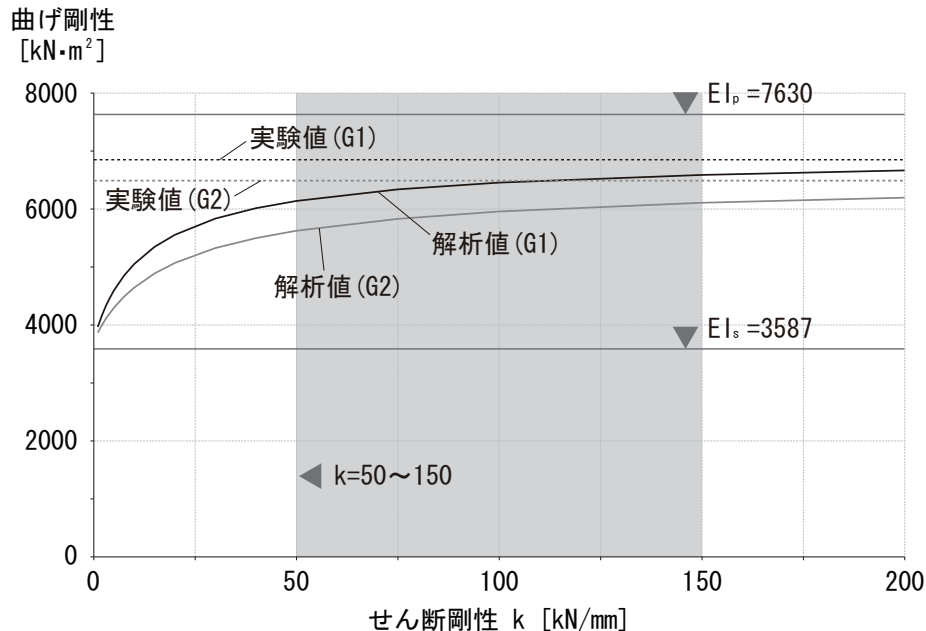


図 4.41: 部材曲げ剛性 - 一体化接合部のせん断剛性関係

次にせん断剛性 k の値によって、どの程度部材の曲げ剛性に差が生じるか評価する。表 4.4 に、2 章で行なった一面せん断実験より得られたせん断剛性 k の下限値 (50 kN/mm)、上限値 (75 kN/mm)、曲げ材 4 点曲げ実験より得られたせん断剛性 k (4.3.8 項) の中間値 (100 kN/mm)、上限値 (150 kN/mm) を用いた場合のモデル G1、G2 における曲げ剛性の解析値、4 点曲げ実験より得られた曲げ剛性の実験値 (4.3.2 項) および各解析値を実験値で除して正規化した値 n_{ex} を示す。せん断剛性 k の範囲が 50 ~ 150 kN/mm の場合、G1 に関しては実験値を 90 ~ 96 %、G2 に関しては 86 ~ 94 % の精度で予測できた。 $k=50$ 、 $k=150$ の場合における曲げ剛性の解析値を用いた場合、実験結果の荷重 - たわみ関係とどの程度の誤差が生じるかを図 4.42 に示す (G1 の場合)。同図より k の値によって、部材の挙動にほとんど差は生じないことが分かる。従って、一面せん断実験結果より得られたせん断剛性と 4 点曲げ実験から直接得られた一体化接合部のせん断剛性にばらつきが見られるが、弾性範囲における複合断面部材の曲げ性能を評価するに際しては、一面せん断実験結果より得られたせん断剛性を用いることで十分に評価できることが分かった。

また今後一体化接合部を改良する際も、一体化接合部のせん断剛性 k がある程度 (例えば 50 kN/mm 程度) 確保されていれば、複合断面曲げ材としての曲げ剛性は完全一体化を仮定した場合と比べて、85 ~ 95 % 程度の性能を有することが分かり、複合断面曲げ材としての剛性指標を示すことができた。

表 4.4: 解析結果と実験結果の比較 (曲げ剛性)

試験体 番号	曲げ剛性 [kN・m ²]	n_{ex}	
G1	実験値	6848	-
	$k=50$ kN/mm	6138	0.90
	$k=75$ kN/mm	6337	0.93
	$k=100$ kN/mm	6453	0.94
	$k=150$ kN/mm	6588	0.96
	実験値	6488	-
G2	$k=50$ kN/mm	5622	0.86
	$k=75$ kN/mm	5829	0.90
	$k=100$ kN/mm	5955	0.92
	$k=150$ kN/mm	6106	0.94
	実験値	6488	-

n_{ex} : 理論値を実験値で除して正規化した値

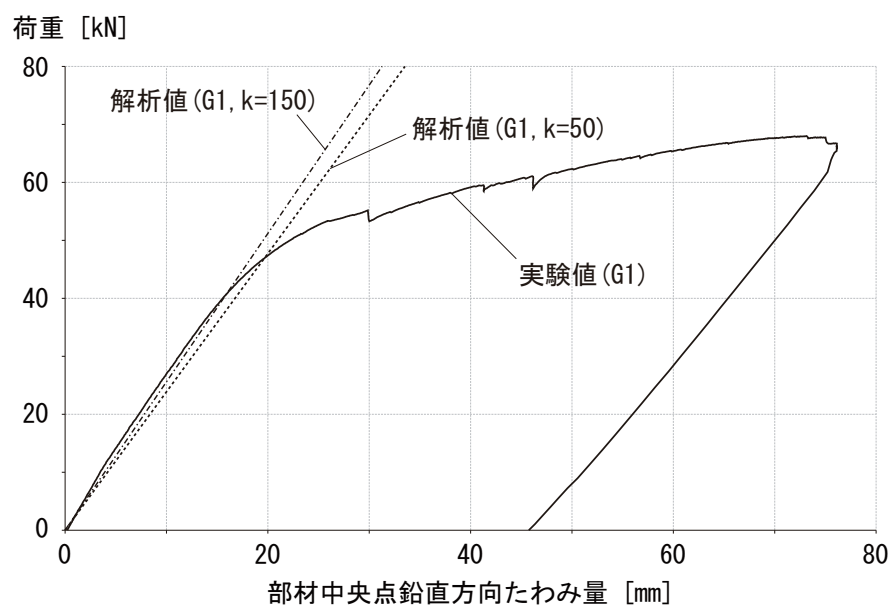


図 4.42: 解析値 EI ($k=50, 150$ kN/mm) と実験結果との比較 (G1)

鋼板負担曲げモーメント

実験結果及び解析結果における 30kN 加力時の鋼板が負担する曲げモーメントを比較した。比較は $k=75 \text{ kN/mm}$ のモデルについて行った。実験値と解析値を比較したグラフを図 4.43 に示す。横軸に曲げ材の材軸方向座標を、縦軸に曲げモーメントを示す。図中実線は同スパンの曲げ材に同条件の荷重が作用した際の曲げモーメント図を示し、点線は解析結果、印は実験結果を示している。なお横軸の零点の位置は曲げ材の材軸方向における中央点とする。

実験値と解析値のモーメント分布は概ね一致しており、鋼木の一体化により曲げ材中央部で鋼板の曲げモーメント負担が約 50 % 軽減されていることが分かる。また、上部フランジ木材間の軸力伝達は、鋼材の曲げモーメントが最も大きくなる木材継目箇所における曲げモーメントを軽減する効果を持つことが分かる。

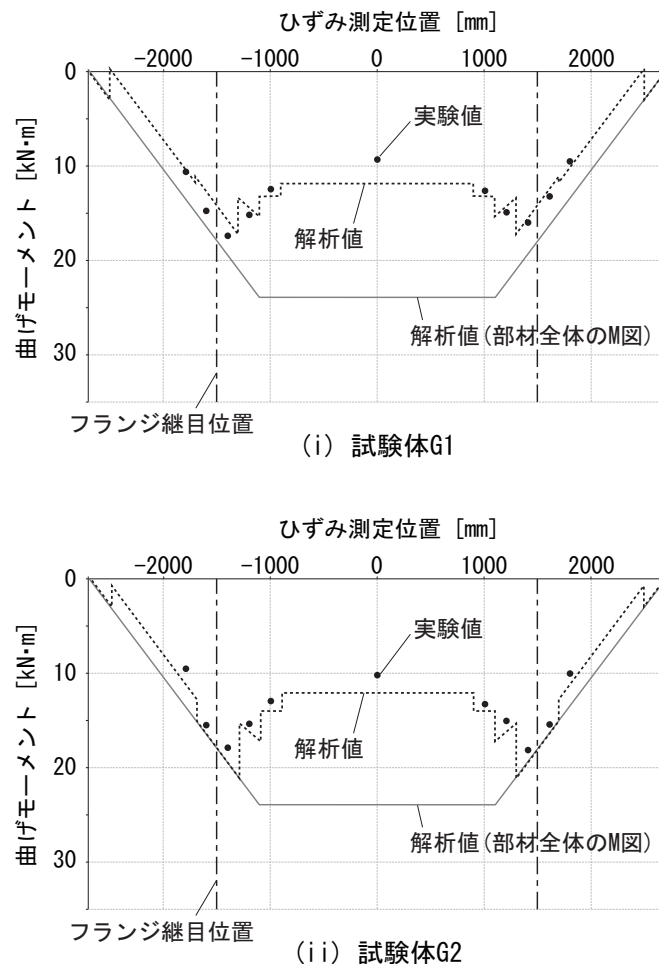


図 4.43: 解析値と実験値の比較 (鋼板負担曲げモーメント)

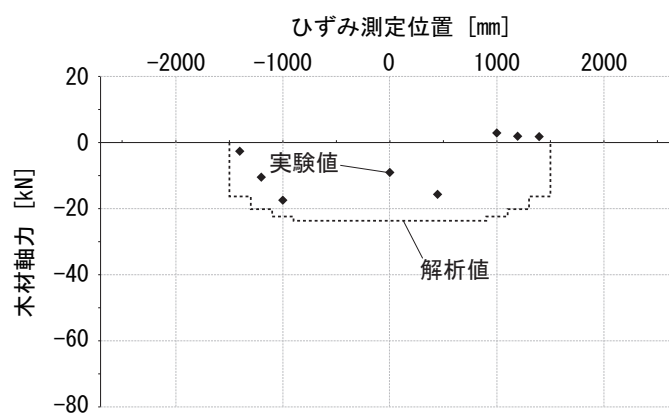
一体化接合部を介して木材に作用する軸力

実験結果及び解析結果における 30kN 加力時の木材の負担する軸力を比較した。部材曲げ剛性と一体化接合部のせん断剛性に関する考察より，せん断剛性 k の値が 50～150 kN/mm の範囲内であれば，複合断面部材の弾性挙動は大きく変わらないことが分かった。そのため比較に際しては， $k=75$ kN/mm のモデルについて検討している。なお G1 に関しては木材 Gw-UCF と木材 Gw-BCF，G2 に関しては木材 Gw-UCB と木材 Gw-BCB の 4 部材について軸力を検討した^{*4}。

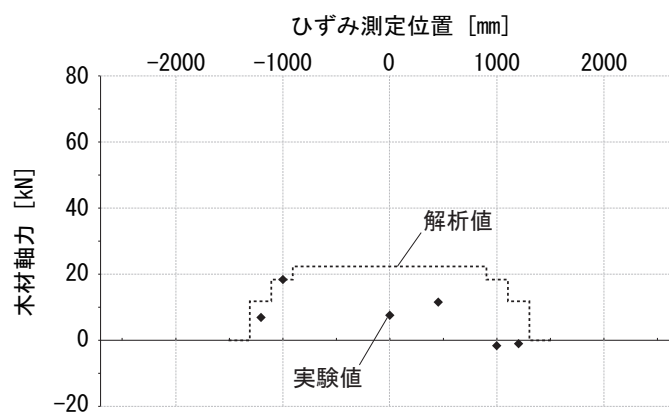
実験値と解析値を比較したグラフを図 4.44，4.45 に示す。横軸に木材 Gw-UCF，Gw-BCF および Gw-UCB，Gw-BCB における材軸方向の座標を，縦軸に木材に作用する軸力を示す。図中 印は実験値を，点線は解析値を，実線は一体化接合部位置を示す。なお横軸の零点の位置は曲げ材の材軸方向における中央点とする。解析値は G1 における右部を除き^{*5}実験値と概ね一致しており，弾性範囲内において各一体化接合部を介して木材に軸力が伝達する現象を精度良く反映できていることが分かる。

^{*4} 部材名称は図 4.4 を参照

^{*5} 実験値における木材右部の軸力が逆転している現象の原因は 4.3.7 項を参照

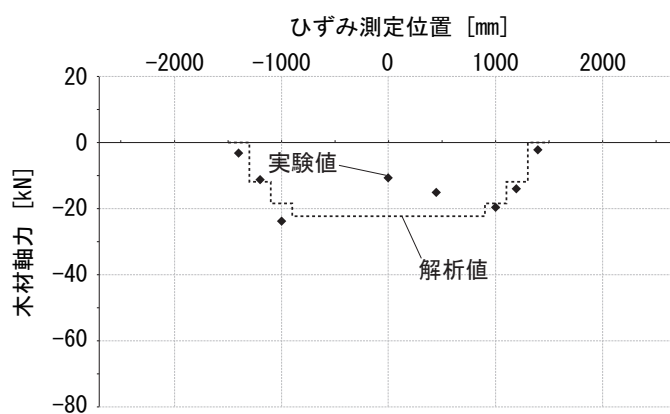


(i) Gw-UCF1 (試験体G1上側フランジ木材)

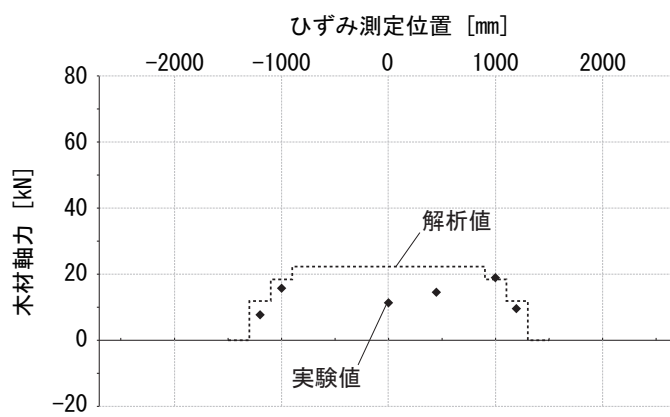


(ii) Gw-BCF1 (試験体G1下側フランジ木材)

図 4.44: 解析値と実験値の比較 (軸力) (試験体 G1)



(i) Gw-UCB2 (試験体G2上側フランジ木材)



(ii) Gw-BCB2 (試験体G2下側フランジ木材)

図 4.45: 解析値と実験値の比較（軸力）（試験体 G2）

4.5 数値解析（弾塑性解析）

4.5.1 解析モデル

解析は上部フランジによる軸力伝達のないモデル G2（図 4.40）について行なう。解析条件の変更点を以下に示す。

1. 解析は塑性ヒンジ法による弾塑性解析とする。
2. 木材要素は弾性とし，繊維方向弾性係数は 4.5 kN/mm^2 とする。
3. 鋼材要素は完全弾塑性とし，弾性係数は 205 kN/mm^2 ，鋼材の降伏応力は実験値（ 353 N/mm^2 ）を用いる。
4. せん断ばね要素は完全弾塑性とし，実験結果に対応させて，せん断剛性 k および降伏せん断耐力 Q_y をパラメータとした 4 つのモデルに対して解析を行った。解析モデルを表 4.5 に示す。
5. 解析条件は変位制御とし，鋼部材の材芯上 2 点に鉛直下向きに強制変位を与え，最大変位が 60mm に達した時点で解析終了した。

表 4.5: 解析モデル

解析 モデル	k [kN/mm]	Q_y [kN]
モデル A	50	10
モデル B	50	20
モデル C	100	10
モデル D	100	20

k ：せん断ばね定数， Q_y ：降伏せん断耐力

4.5.2 解析結果

荷重 - 部材中央点たわみ量関係を図 4.46, 4.47 に示す。図中点線は実験結果（試験体 G2）とし、印は実験において後半のひずみを計測していた箇所です。初めて降伏ひずみ度に達した点を示す。図中実線は解析結果とし、印は鋼材要素の最外縁応力度が初めて降伏応力度に達した点を示し、×印は鋼材要素が全塑性化した点を示す。また印は一体化接合部をモデル化したせん断ばね要素が降伏した点を示す。

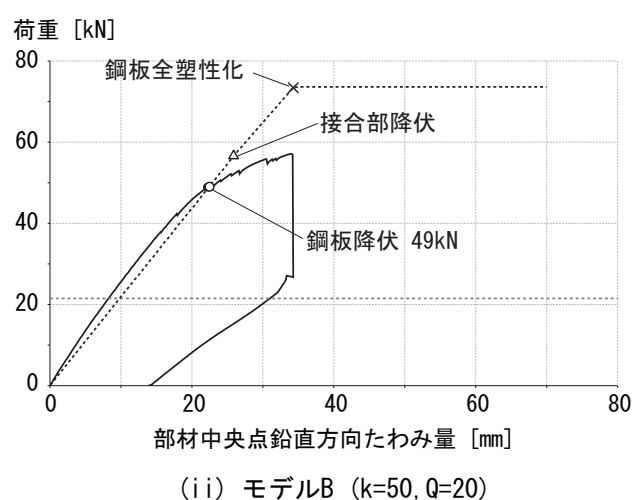
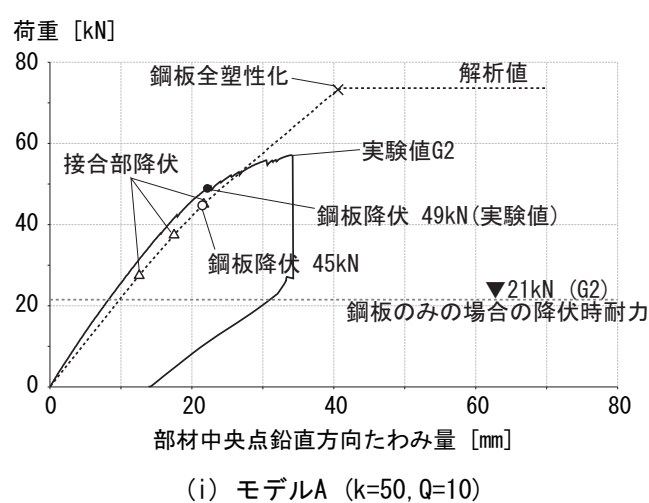
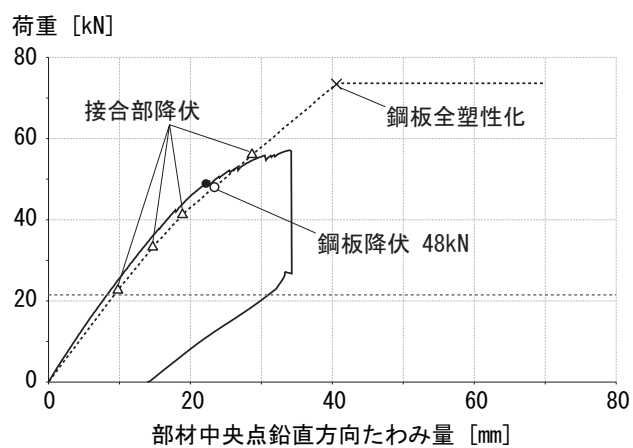
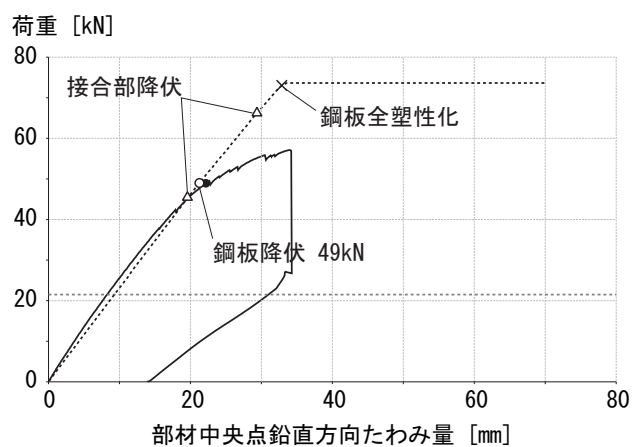


図 4.46: 荷重 - 中央点たわみ関係（その 1）

図 4.46, 4.47 より, モデル B ($k = 50, Q = 20$) を除いた各モデルについて鋼材が降伏する以前に一体化接合部が降伏することが分かる。また定性的にパラメータによる影響は少なく, 鋼板の降伏時応力度を良い精度で予測できた。そこで, 次項で鋼板より先に木材が降伏すると仮定した上で, 鋼板降伏時耐力を簡便な式を用いて予測する。



(i) モデルC ($k=100, Q=10$)



(ii) モデルD ($k=100, Q=20$)

図 4.47: 荷重 - 中央点たわみ関係 (その 2)

鋼板降伏時耐力

実験結果では鋼板より先に木材が降伏した。そこで接合部が降伏した後に鋼板が降伏する場合（一体化接合部せん断耐力 10kN 時）の鋼板降伏時耐力を理論的に予測する（図 4.48）。

一体化接合部の降伏耐力を Q_{cy} とすると、すべての一体化接合部が降伏したときのフランジ木材に作用する軸力図は図 4.48(a) のように表される。上下フランジ木材の材軸間距離を e とすると、木材に作用する軸力による曲げモーメント図は図 4.48(b) のように表される。鋼板が最初に降伏し始める位置は載荷点であり、このときの鋼板に作用する曲げモーメント図は図 4.48(c) のように表される。ただし鋼板の降伏モーメント σ_y は式 (4.6) で表される。

$$M_{sy} = \sigma_y Z \quad (4.6)$$

（ただし σ_y は鋼板の降伏応力度で実験値（353 N/mm²）を用い、 Z は断面係数とする。）木材負担分の曲げモーメント（図 4.48(b)）と鋼板負担分の曲げモーメント（図 4.48(c)）を足し合わせると、複合断面部材全体に作用する曲げモーメントとなり（図 4.48(d)）、このとき複合部材に作用する最大曲げモーメント M_{hy} は式 (4.7) で表される。

$$M_{hy} = M_{sy} + eQ_{cy} \quad (4.7)$$

従って、図 4.48(e) より、鋼板降伏時耐力 P_{hy} は支持点から載荷点までの距離 a を用いて、式 (4.8) で示される。

$$P_{hy} = \frac{2M_{hy}}{a} \quad (4.8)$$

式 (4.8) より鋼板降伏時耐力を算出すると 45.9 kN となる。実験時の鋼板降伏時耐力は 48.9kN であり、簡単な式で実験値を良い精度で予測できた。

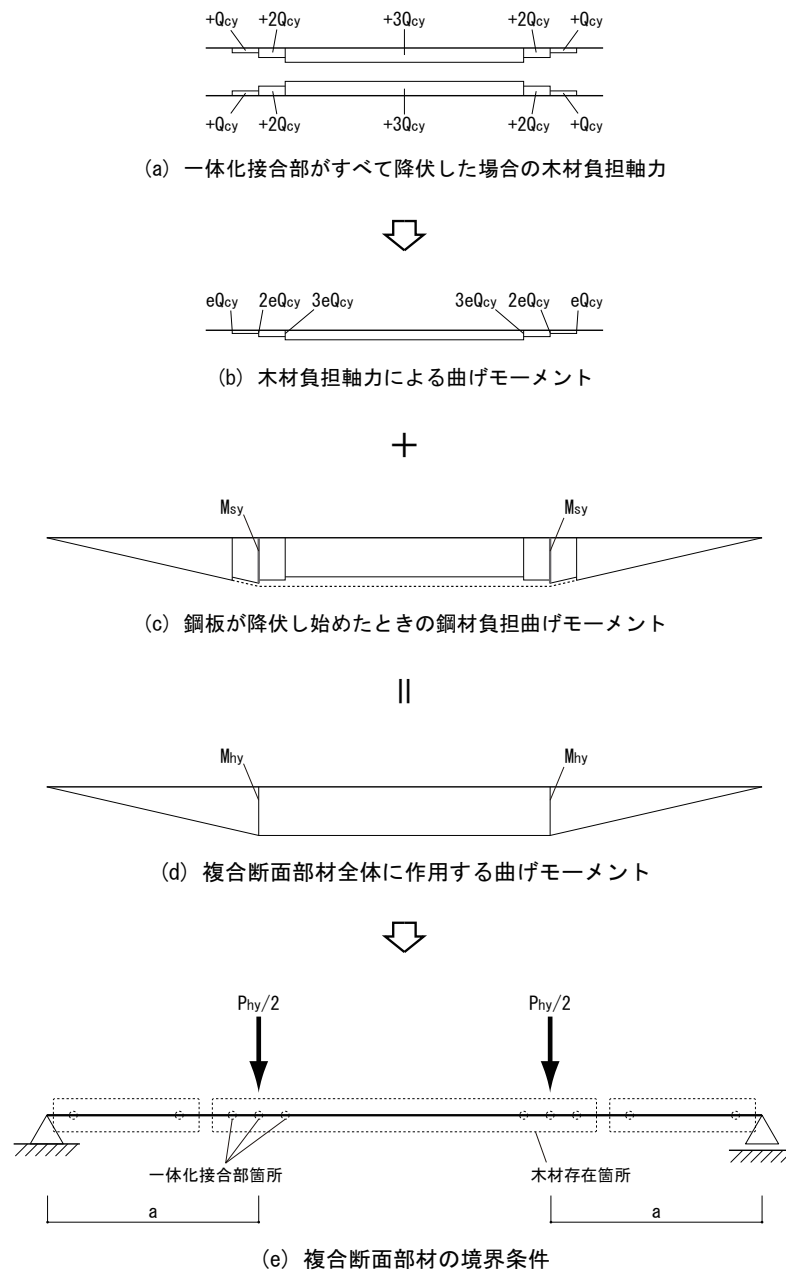


図 4.48: 鋼板降伏時耐力の算出方法

4.6 結論

本章より得られた知見を以下に整理する。

1. 4.5mm × 360mm の鋼板をウェブに，120mm × 120mm の木材（スギ）4本をフランジとする H 形断面で，スパンを 5400mm とする鋼木複合断面曲げ材を製作した。鋼板は材長にわたり 1 枚とし，木材は一般に流通している長さ 3000mm 以下のものを継ぎ合わせることで長スパン化を実現した。曲げ材の製作を通して，製作に先立って必要な加工は鋼材の穴あけ加工，木材の座堀穴あけ加工のみで，一体化にはトルシア形高力ボルトを用いており，施工性に優れていることを確認した。
2. 上部フランジ木材同士が接触している試験体（G1），上部フランジ木材間に 10mm の隙間を設けた試験体（G2），の計 2 体に対し 4 点曲げ実験を行った。その結果，荷重がそれぞれ 42.3kN(G1)，48.9kN(G2) に達したとき鋼板の降伏が始まり，その後 68.0kN(G1)，57.1kN(G2) 時に最大耐力を示し，最終的には，たわみスパン比が G1 において 0.014，G2 において 0.006 に達した際に，一体化接合部で木材と鋼材の肌分れが進行し，鋼板上端が局部座屈し破壊に至った。試験体 G2 の方は脆性的な破壊を示したが，試験体 G1 の変形性能はそれに比べて高かった。これは，鋼板が降伏後も上部フランジ木材間の軸力伝達により座屈が拘束されていたことが原因と考えられ，上部フランジ間の肌分れを防止する処置を適切に施すことで，さらに変形性能を向上させることが出来ることを示唆している。
3. 実験によって得られた荷重と変位の関係から曲げ剛性を評価した。その結果，鋼木が完全に一体化したと仮定した場合（平面保持を仮定した場合）に比べ，85 % (G2) ~ 90 % (G1) の曲げ剛性を得られ，一体化接合部は十分機能していたといえる。またこれらの比較から，G2 に比べ G1 では約 6 % 高い曲げ剛性を示していることがわかり，上部フランジ木材が接触することで曲げ剛性が向上されることを明らかにした。
4. 実験によって得られた鋼板，木材のひずみから鋼板が負担する曲げモーメントおよび木材に作用する軸力を算出した。その結果，各一体化接合部において鋼材から木材へと軸力の伝達が行われることが確認された。また木材の軸力負担により，鋼板の負担曲げモーメントは部材全体の曲げモーメントの約 50 % に軽減された。
5. 4 点曲げ実験結果より，一体化接合部のせん断力 - ずれ量関係を直接算出した結果，せん断剛性は 100 ~ 150 kN/mm，せん断耐力は 10 ~ 20 kN であり，一面せん断実験結果と比較して，せん断剛性は大きく，せん断耐力は小さい結果となった。なお鋼板が降伏する前に一体化接合部が降伏する結果となったが，一体化接合部が降伏した際に脆性的な挙動は示さなかった。
6. 汎用解析ソフトを用いて，G1，G2 それぞれにおいて一体化接合部のせん断剛性 k をパラメータとした数値モデルを作成し弾性解析を行い，曲げ剛性を予測した。そ

の結果， k が 50～150 kN/mm の範囲では，実験値を 85～95 % の精度で予測でき，この誤差であれば，弾性範囲内の部材曲げ挙動にはほとんど影響を与えないことを確認し，弾性範囲内の挙動であれば，一面せん断実験の結果を用いることで十分な予測精度であることが分かった。

7. 上記の数値モデルを用い，鋼板の負担する曲げモーメント分布と木材の負担する軸力分布を予測した。その結果，弾性範囲において全体の分布は概ね実験値と整合し，数値モデルの妥当性を検証できた。なお上部フランジが接触することで鋼板負担曲げモーメントが最大となる木材の継目位置におけるモーメントを軽減できることが確認された。
8. 汎用解析ソフトを用いて，一体化接合部のせん断剛性 k および降伏せん断耐力 Q_y をパラメータとした4つのモデル（実験結果を基に設定した）に対して弾塑性解析を行なった。解析上，ほとんどのモデルにおいて鋼材が降伏する以前に一体化接合部が降伏した。なおパラメータによる影響は少なく，鋼板の降伏時耐力を良い精度で予測できた。また一体化接合部が鋼板に先行して降伏すると仮定した場合，鋼板の降伏時荷重を簡単な式で予測できた。実験結果において一体化接合部が降伏した後も鋼板が降伏するまで靱性が発揮されていることも考慮すると，鋼板降伏時耐力をひとつの設計指標として考えることができる。

第 5 章

鋼木複合断面軸力材の準耐火性能評価実験

5.1 序

近年，木質構造の短所を補う目的で，木材と鋼材を組み合わせた複合断面部材について検討を行い，鋼材の高い強度と安定した品質を利用しようとする試みがなされている [5]-[11]。しかしこれらの研究は，鋼材の立場から木材を剛性向上あるいは座屈補剛といった目的で活用しているが，鋼材の大きな弱点である耐火性能の低さを木材で補うという観点からの検討は行われていない。木材は可燃材料ではあるが外部からの加熱によって燃焼すると断熱性の高い炭化層を形成し，炭化層背面の温度上昇が抑制されるという特徴を持つ。この効果を利用して，準耐火建築物^{*1}において燃え代設計が認められている [17]。これを利用して，木材を鋼材の耐火被覆として活用し，同時に仕上げとしても利用する試みは，研究段階を経て [18]-[20] 一部で実用化もされている [22]。また，遊佐らは様々な種類の集成材を用いて H 形鋼や角形鋼管を被覆し，複合断面について耐火構造としての性能評価実験を行なっている [18]-[20]。しかし，これらの構造システムの考え方はあくまで鋼構造であり，複合断面部材としての力学的な観点からの剛性や耐力に関する性能評価はなされていない。また，木材の断面形状や部材同士の接合方法が複雑で，経済性に課題がある。

本論では，住宅を含めた中小建築物の構造形式として木質構造の長所を最大限維持しつつ，木材と鋼材の短所を相互に補完する鋼木複合断面構造を実現するため，2 章では加工性と経済性を追求したトルシア形高力ボルトを用いた単純な接合方法を，3 章ではこの接合法により鋼板通し材を 2 本の木材通し材で挟み込み接合する鋼木複合断面軸力材を提案した。また 4 章ではウェブ部分には薄板鋼板を，鋼板を挟む形でフランジ部分に木材を使用した H 形断面を有する鋼木複合断面梁部材を提案した。本章では提案複合断面部材の

^{*1} 防火地域において階数 2 以下で延べ面積 100m² 以下，準防火地域における階数 3 以下で延べ面積 1500m² 以下の戸建住宅や共同住宅などに適用される。

準耐火性能^{*2}を調査する上での基礎的な研究という位置付けで、提案複合断面部材を軸力材として用いる場合について検討する。

提案複合断面軸力材の常温時における設計としては、必要耐力の大半を鉄骨部材に負担させ、木材は剛性向上および鋼材の座屈拘束として機能させる。一方、高温時には原則として鉄骨部分だけで鉛直荷重を支持する方針とする。このことで、一般の準耐火建築物における燃え代設計は、燃え代を確保するために必然的に大断面にしか適用できないが、提案複合断面部材では流通性の高い小断面にも適用できる。また耐火及びその他の性能上必要な部材のみ複合断面部材とし、それ以外の部材は通常の木断面とすることも可能である。

本章では、提案鋼木複合断面軸力材の部分試験体を作成し、ISO834 の標準加熱温度曲線を用いた加熱実験を行い、部材断面内の時刻歴温度分布および炭化性状を測定する。一般に、構造物に作用する長期荷重及び地震や風、雪などの短期荷重に対して複合断面として支持し、火災時には鋼材部分のみで部材に必要な軸耐力を保持できるような部材（耐火構造部材等）として評価するためには、載荷加熱実験が必要となる [31]。そこで本論文では、それに准じる指標として、弾性係数や降伏応力といった材料特性の劣化が比較的小さい温度の範囲 [32] に注目して、耐火性能を評価する。

^{*2} 柱、梁に関しては、通常の火災による加熱が加えられた場合に、加熱開始後 45 分間、構造耐力上支障のある変形、溶融、破壊その他の損傷を生じないものであること

5.2 耐火実験概要

本耐火実験では，一体化接合部の力学的な性状は問題とならず，実験終了後に炭化性状を測定する必要もあることから，図 5.1 に示すように，試験体の一体化接合部にトルシア形高力ボルトを用いずに，高力ボルトの手締めにより鋼材を木材で挟んで接合する。耐火実験は計 3 回行なった。鋼木複合断面構造として，一定の耐火性能を維持するためには，木材で耐火性能の劣る鋼材を覆う必要がある。従って，木材の厚みや形状の設定仕様が，複合断面の耐火性能を決定する重要な要素となる。3 回の実験を行なう過程で，図 5.1 に示すボルト部を覆う蓋や，鋼材の小口（図 5.1 では露出してしまう鋼材の側面）を木材で覆うことの必要性といった，断面仕様の細部について検討する。第一回実験は複合断面部材の炭化性状，速度を確認するための予備試験的な実験とし，第二回実験は第一回実験の結果を踏まえた上で，断面形状を改良して実験を行なった。最後に第三回実験は，より簡易な断面仕様として，耐火性能を調査した。

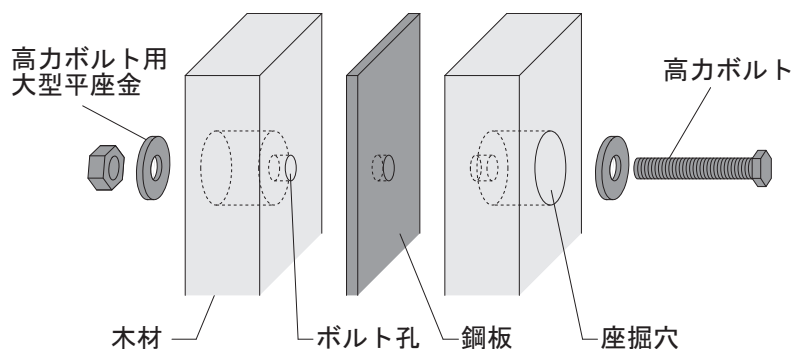


図 5.1: 複合断面の接合部構成（耐火実験時）

5.3 第一回耐火実験

5.3.1 要旨

第一回耐火実験は予備検討として、試験体は 2 体の要素試験体とする。耐火実験の条件確認などを含め、複合断面試験体を構成するスギ材の炭化速度、炭化性状や鋼材の温度変化といった高温時下での現象について定性的な知見を得ることを目的とする。試験体は、ボルトや鋼材の小口を露出させた試験体 F1 とボルトや鋼材の小口を木片で覆った試験体 F2 の 2 体とし、45 分間の加熱実験を行い、両者結果の相違を確認する。この結果を第二回実験試験体の断面改良に反映する。

5.3.2 試験体

試験体 F1, F2 の概要をそれぞれ図 5.2, 図 5.3 に示す。また今回実験に使用した各木材の含水率及び密度を表 5.1 に示す。試験体 F1 は、厚さ 9mm, 長さ 300mm の鋼板を断面寸法 50mm × 120mm, 長さ 300mm のスギ材で挟み込み、予めスギ材中央部に材料試験機で座金をめり込ませた後、高力ボルトで締め付けて鋼材とスギ材を一体化したもので、部材全体の断面寸法は 119 × 120mm, 長さは 300mm である。鋼材は片側の小口を斜めに切断し、断面によって鋼材の寸法を変化させており、鋼材小口表面がスギ材表面から後退していることが鋼材の温度変化にどのような影響を及ぼすか確認する。試験体 F2 は、断面寸法 9 × 90mm, 長さ 300mm の鋼板を断面寸法 50mm × 120mm, 長さ 300mm のスギ材で挟み込み、予めボルト部分に深さ 40mm の座掘穴を設け、さらに座掘穴底部に試験機でスギ材に座金をめり込ませた後、高力ボルトで締め付けて鋼材とスギ材を一体化したもので、部材全体の断面寸法は 149 × 150mm, 長さは 300mm である。またボルト部分と鋼材小口部分は木片で蓋をし、鋼材への熱流入を防止する。なお木材厚さによる鋼材温度への影響を確認するために、鋼材小口部分の蓋の厚さを片面は 20mm, 逆面は 40mm とした。

耐火性能試験において、試験体が木材の場合、一般に含水率は 15 % 以下とされている [31] が、本実験では試験体 F2 被覆木材の含水率が約 18 % であり (5.1), 一般的な値を若干上回っていた。図 5.2, 図 5.3 中の (1) ~ (20) は、部材温度測定用の熱電対定着位置である。また熱電対の定着によって、木材間に隙間が生じていた。写真 5.1, 写真 5.2 に試験体の写真を示す。

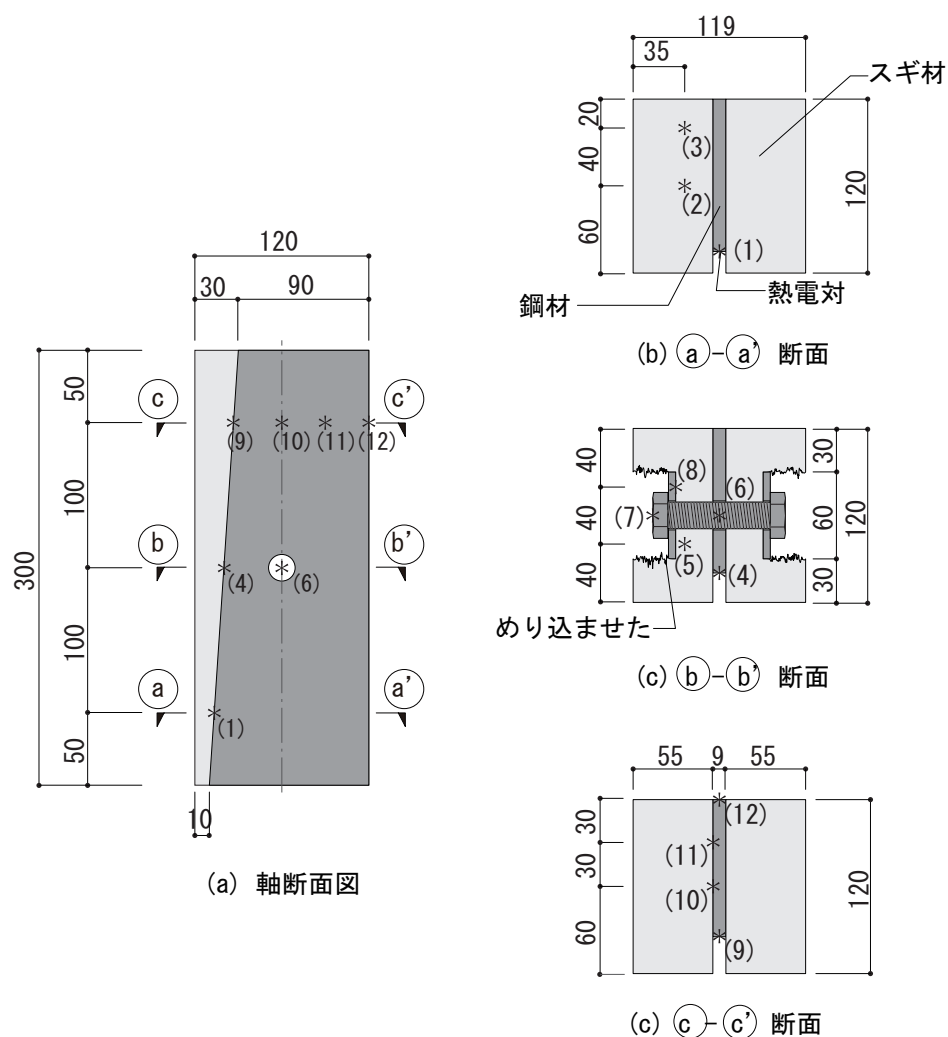


図 5.2: 試験体 F1

表 5.1: 第一回実験 木材パラメータ

試験体番号	樹種	$\rho^{*1)}$ [g/cm ³]	$u^{*1)}$ [%]	用途
F1	スギ	0.365	10.3	被覆部材
	スギ	0.405	17.8	被覆部材
F2	スギ	0.368	11.0	鋼材小口部分の蓋
	マツ	0.460	12.8	ボルト部分の蓋

ρ : 木材密度, u : 木材含水率

*1) 木材の諸値は全て 2 本の平均とした。

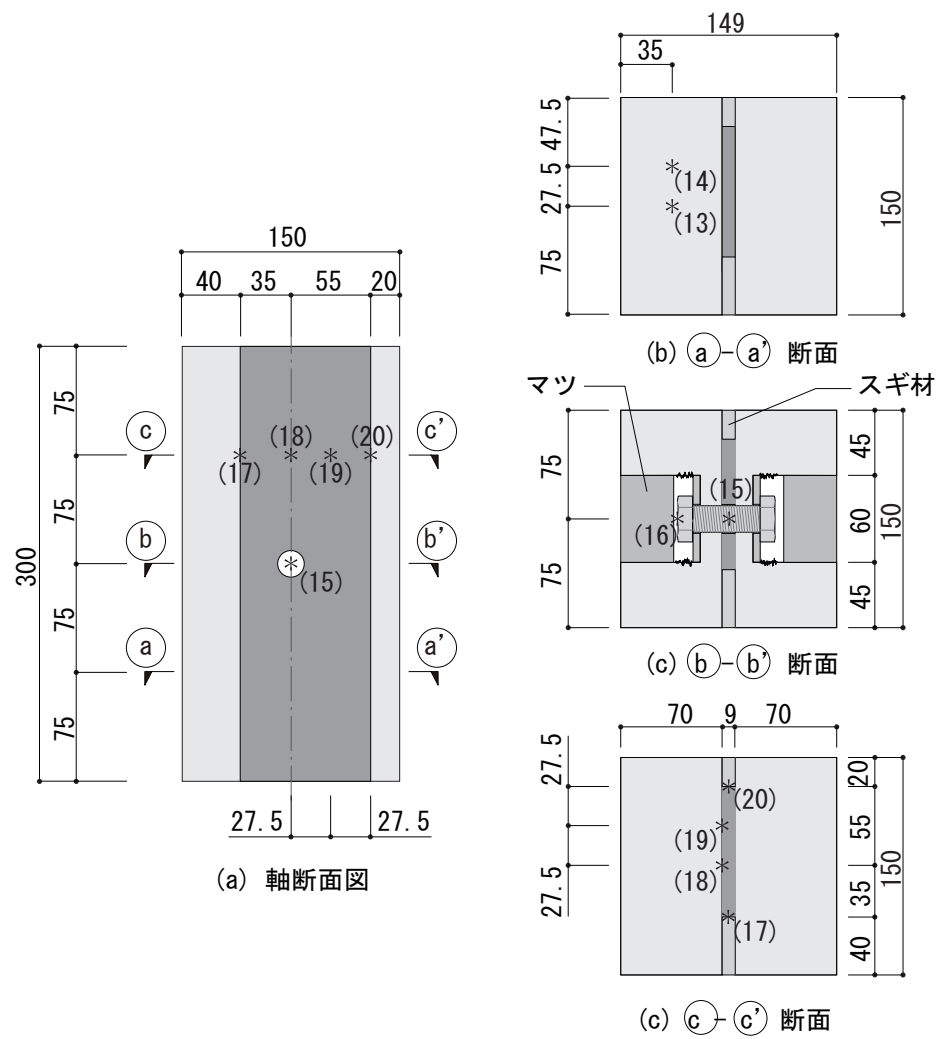
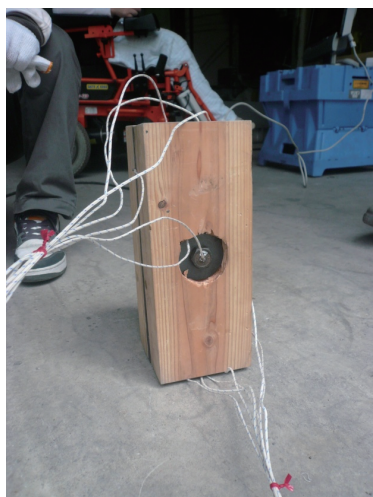


図 5.3: 試験体 F2

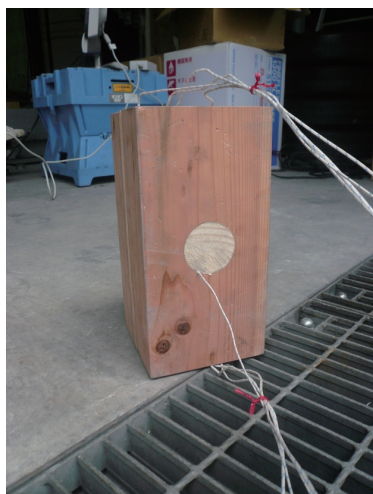


(i) 俯瞰

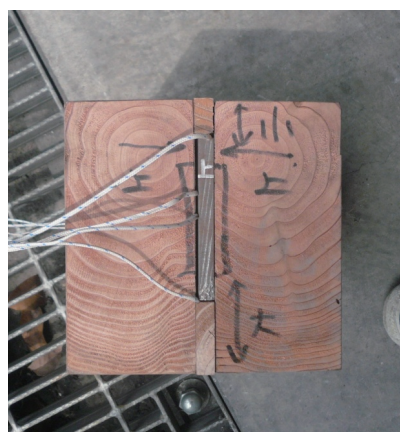


(ii) 上部

写真 5.1: 試験体 F1 (写真)



(i) 俯瞰



(ii) 上部

写真 5.2: 試験体 F2 (写真)

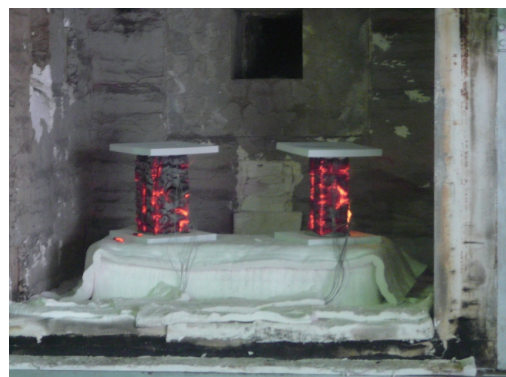
5.3.3 実験方法

実験は東京理科大学火災科学研究センター実験棟の中型複合炉で行った。通常は天井板に試験体を固定して実験を行うが、試験的な本実験では炉内の床に直に置く計画とした。

試験体上下端にケイ酸カルシウム板を用いて断熱した。炉内の試験体の配置を図 5.4 に示す。加熱条件は、ISO834 の標準加熱曲線^{*3}に基づく 45 分間加熱 [31] とし、本来は加熱終了後には試験体を速やかに取り出し注水し、燃焼を停止させるが、本実験では試験体を床部に直に置いていたため、火が消えるまで放置してから試験体を取り出した。写真 5.3 に設置時の試験体と、加熱終了時の試験体配置写真を示す。



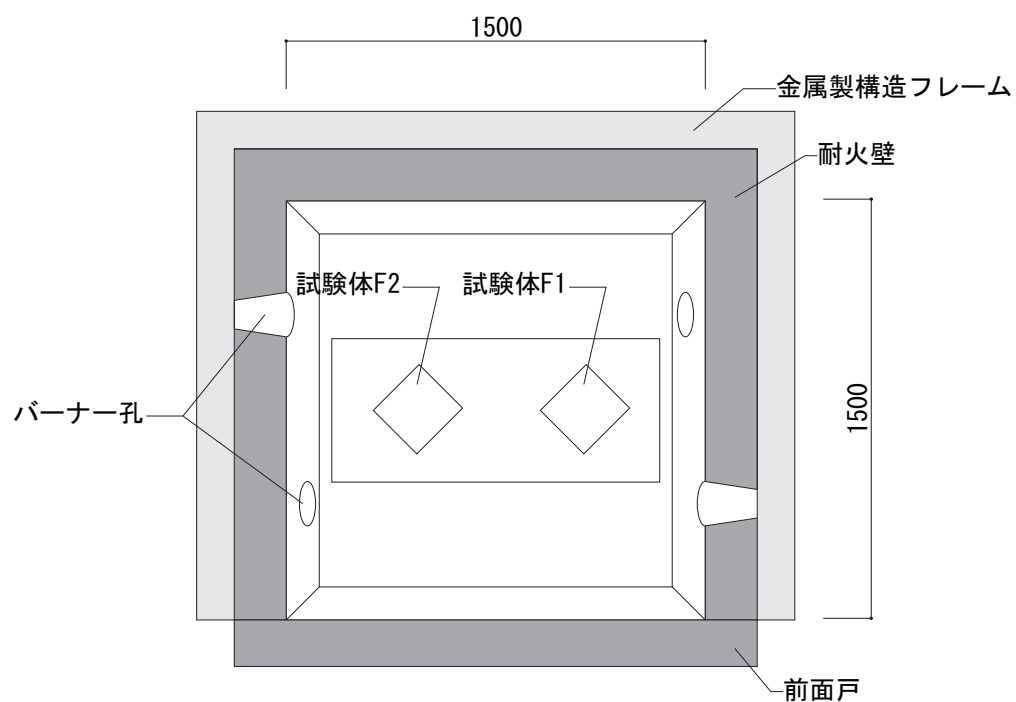
(i) 設置時



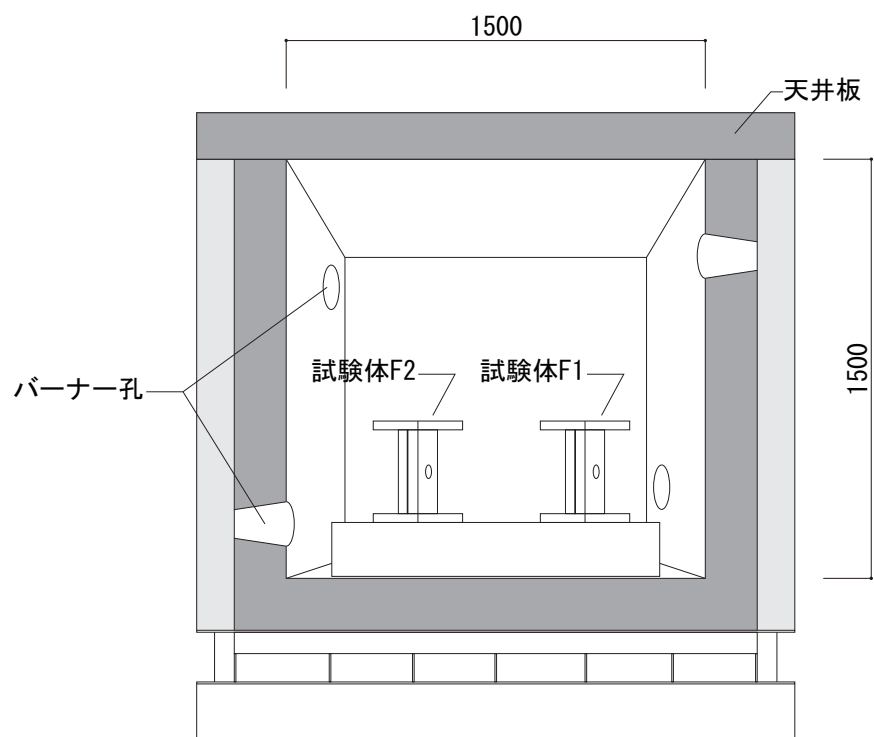
(ii) 加熱終了時

写真 5.3: 試験体配置

^{*3} ISO834 の標準加熱曲線は、 $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 10$ で表される。ただし T は温度 [°C]、 t は時間 [min] とする。



(i) 平面配置図



(ii) 立面配置図

図 5.4: 試験体配置図

5.3.4 実験結果と考察

温度変化

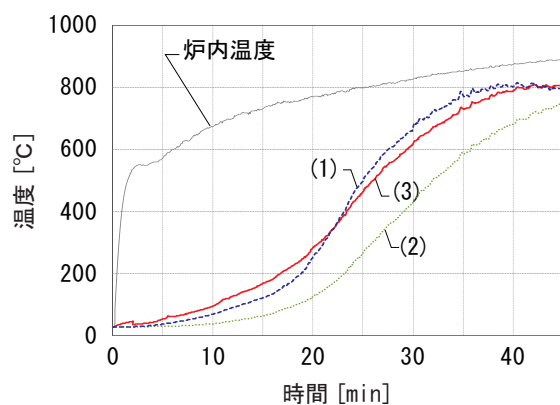
試験体 F1 の実験結果を図 5.5 に、試験体 F2 の実験結果を図 5.6 に示す。図中の加熱炉内温度は 6 ヶ所の測定値の平均値である。試験体 F1、F2 共に 45 分間加熱後の鋼材温度は 500℃ を超え、試験体 F1 の鋼材温度は約 800℃、試験体 F2 の鋼材温度は約 600℃ となった。また試験体 F2 の全ての熱電対 (図 5.6) において加熱開始 10 分から 15 分にかけて発生した急激な温度上昇は、その後の温度低下より一時的に木材の隙間から熱風が侵入したものと考えられる。

試験体 F1 の鋼材小口部分に設置した熱電対の温度変化時刻歴を図 5.7 (a) に示す。熱電対 (12) より熱電対 (1)、(4)、(9) の温度上昇が若干抑えられているが、加熱開始後 40 分が経過すると、すべてほぼ等しい温度となった。なお、木材表面から鋼材小口表面が最も後退している熱電対 (9) が熱電対 (1)、(4) より高温度となっているが、これは鋼材の熱伝導が速く反対側の小口 (鋼材小口表面が木材表面から後退していない側) からの熱流の影響を受けたことが原因と考えられる。

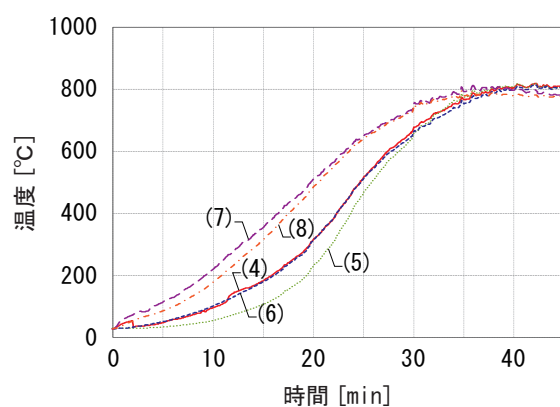
試験体 F1 と F2 の含水率はそれぞれ約 10 % と約 18 % であった (表 5.1)。試験体 F1 と F2 それぞれの木材の温度を測定した熱電対の温度変化時刻歴を図 5.7(b) に示す。加熱開始から 10 分から 15 分にかけては試験体 F2 の急激な温度上昇のため判断できないが、その後の温度上昇は、試験体 F2 の熱電対 (13) の方が試験体 F1 の熱電対 (2) よりも温度上昇の勾配が緩く、温度が低いことが分かる。このため、本実験においては含水率が木材に与える影響は少なからずあったと考えられる。

試験体 F1 と F2 の高力ボルトに設置した熱電対の温度変化時刻歴を図 5.7 (c) に示す。試験体 F1 は、ボルト頭に設置した熱電対 (7) に比べて、ボルト中心に設置した熱電対 (6) の方が温度上昇が小さいことが分かる。このためボルトの露出部からの熱流入は比較的小さいと考えられる。一方で試験体 F2 では、ボルト頭に設置した熱電対 (16) より、ボルト中心に設置した熱電対 (15) の方が温度が高いことから、試験体 F2 におけるボルト部の断熱効果は有効であり、鋼材小口表面から流入した熱流が鋼板を介してボルトに伝達し、ボルト頭より先にボルト中心部の温度が上昇したと考えられる。

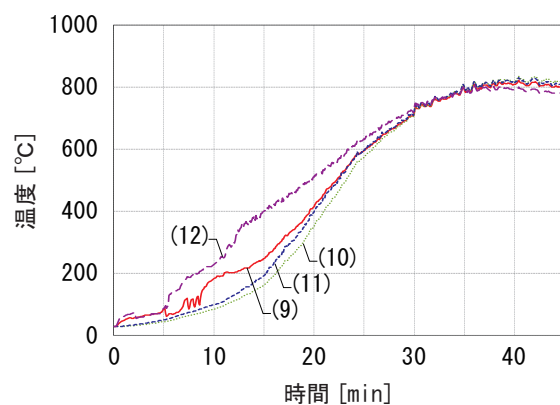
木材表面と同一面に露出させた試験体 F1 における熱電対 (12) と、水平方向の熱伝達を調査するために設置した試験体 F2 における熱電対 (17)、(18)、(19)、(20) の温度変化時刻歴を図 5.7 (d) に示す。試験体 F1 の鋼材小口表面温度である熱電対 (12) より熱電対 (17) ~ (20) の温度が全て低いことから、小口部分の蓋による断熱効果はあった。また (17) ~ (20) の温度変化にほとんど差がない。これは鋼材の熱伝導が速いことを示唆している。試験体 F2 の鋼材温度は約 600℃ まで上昇しているが、これは薄い方の蓋が先にすべて炭化し、熱流入が生じたためと考えられる。



(i) 試験体 F1 (a)-(a) 断面

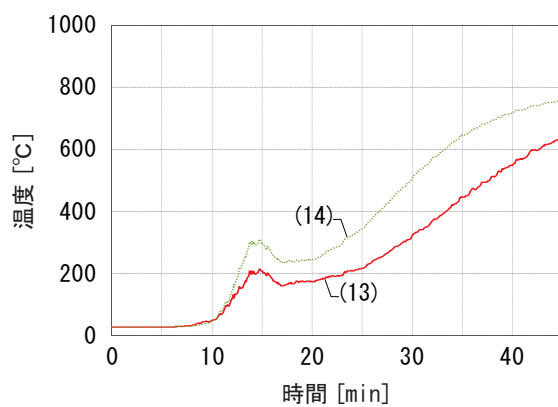


(ii) 試験体 F1 (b)-(b) 断面

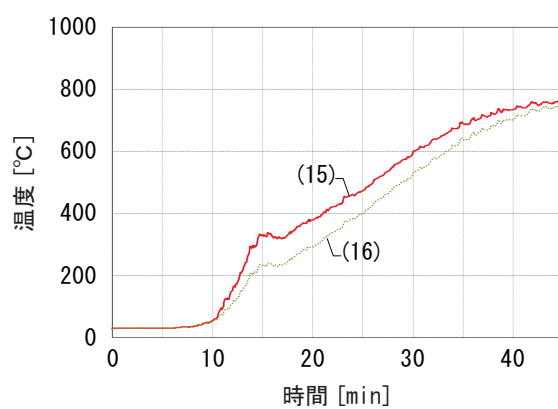


(iii) 試験体 F1 (c)-(c) 断面

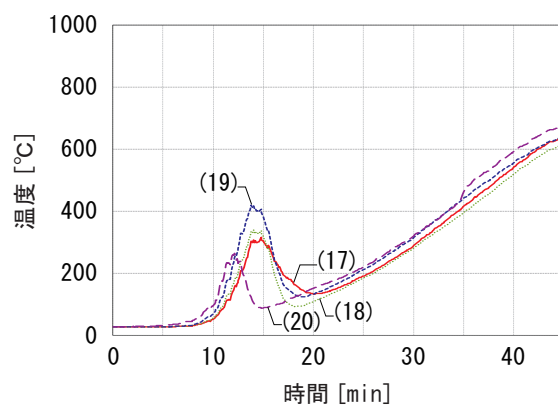
図 5.5: 鋼材温度変化時刻歴 (試験体 F1)



(i) 試験体 F2 (a)-(a) 断面

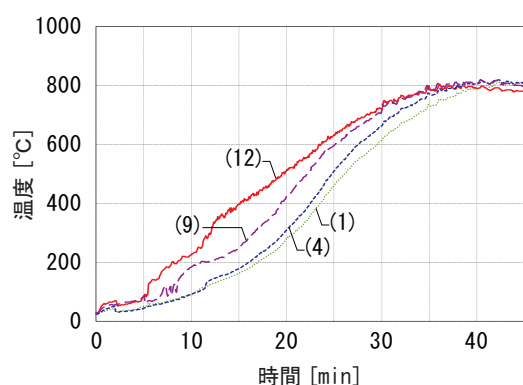


(ii) 試験体 F2 (b)-(b) 断面

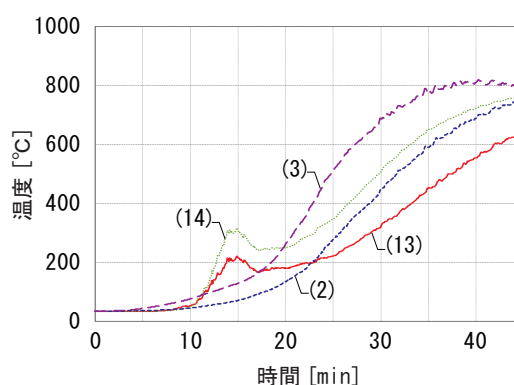


(iii) 試験体 F2 (c)-(c) 断面

図 5.6: 鋼材温度変化時刻歴 (試験体 F2)



(a) 試験体 F1 鋼板小口部分の温度比較



(b) 含水率による木材温度上昇の比較

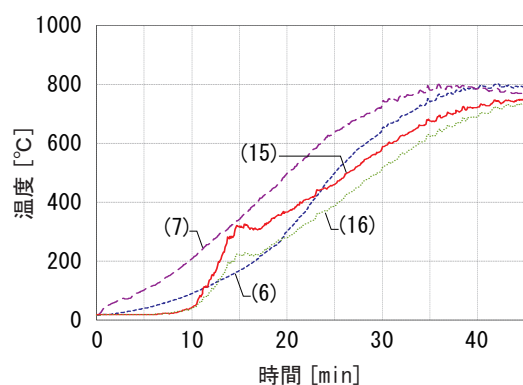
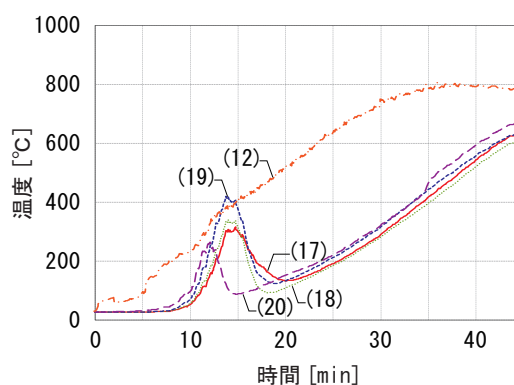
(c) ボルト部分の蓋が
ボルトの温度上昇に及ぼす影響の比較(d) 鋼板小口部分の蓋が
鋼板の温度上昇に及ぼす影響の比較

図 5.7: 鋼材温度変化時刻歴 (各部分ごとの比較)

炭化状況

耐火実験試験終了後，試験体を加熱炉から取り出し，放水し消火した後，炭化状況を調査した。放水処理した後の試験体状況を写真 5.4 に示す。試験体 F1 のスギ材はすべて炭化した。鋼材の温度も 600 程度まで達したことから，耐火性能は得られなかったと言える。試験体 F2 はスギ材の一部が燃え残った。試験体 F2 の炭化部分を図 5.8 ，写真 5.5 に示す。試験体 F2 の炭化深さはおよそ 30 mm であった。

鋼板小口部分の 20mm の蓋はすべて炭化していたが，40mm の蓋は 5～10mm 程度スギ材が炭化せず残存した。45 分間加熱後に，鋼材の温度を計測していた熱電対 (17)～(20) は 600 度を越える高温を示していたが，この熱電対と接していた箇所のスギ材は炭化していなかったため，なんらかの原因で熱電対が高温になったが，スギ材の温度は 300 以下であったと考えられる。

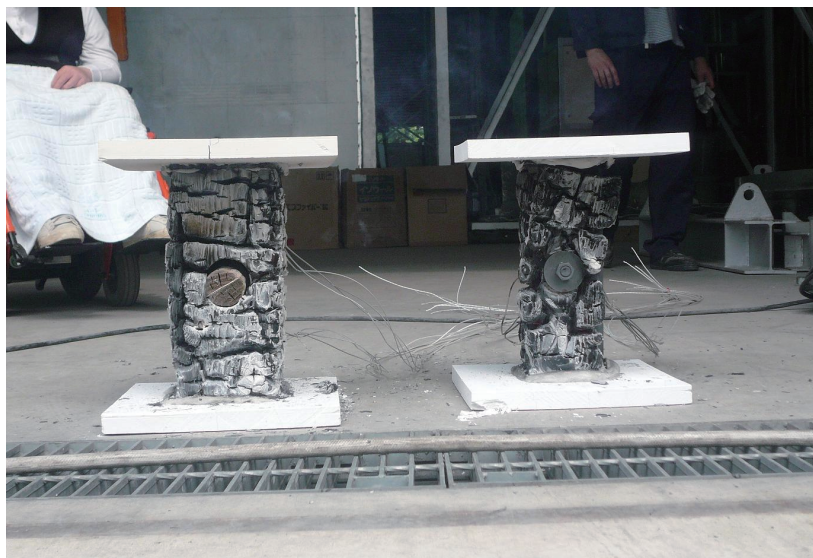


写真 5.4: 実験後試験体（左 試験体 F2，右 試験体 F1）

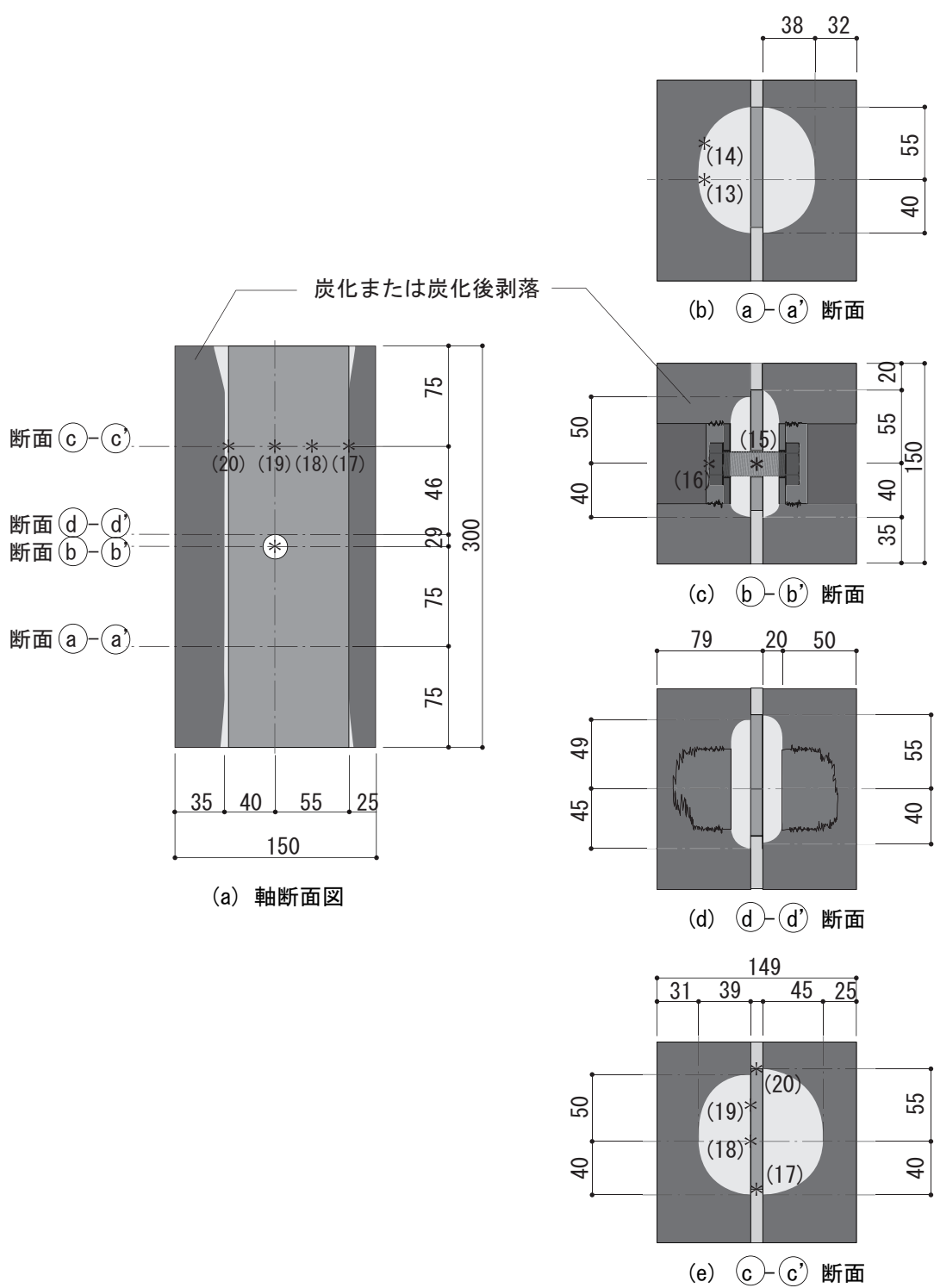


図 5.8: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 F2)



(a) 実験後試験体 F2 の片側木材 切断後



(b) 実験後試験体 F2 断面 b-b'



(c) 実験後試験体 F2 断面 d-d'



(d) 実験後試験体 F2 断面 c-c'

写真 5.5: 実験後試験体 (左 試験体 F2, 右 試験体 F1)

考察

第一回耐火実験において試験体 F1, F2 とともに 45 分耐火実験後の鋼材温度は 500℃ を超え、鋼材性能が激しく劣化する温度まで上昇する結果となった。その原因として、木材の燃え代厚さが適切でなかったことや熱電対の設置による鋼木間の隙間、露出していたボルト頭部分や鋼材小口部分からの熱流入といった様々な要因が挙げられ、その複合的な影響で鋼材温度が上昇してと考えられる。

第一回耐火実験結果より、本提案複合断面部材の被覆スギ材の炭化速度は、ばらつきがあるものの、概ね $0.8 \sim 1.2 \text{ mm/min}$ であった。このため、加熱時間が 45 分間の際は、鋼材の耐火被覆として機能するために必要な木材厚さは $36 \sim 54 \text{ mm}$ と考えられる。第二回耐火実験ではこの値を基に試験体寸法を設定する。

ボルトや鋼材の小口を木片で覆った試験体 F2 (図 5.3) は、ボルトや鋼材の小口を露出させた試験体 F1 (図 5.3) よりも相対的に鋼材温度を低く維持することができた。試験体 F1 に関しては様々な箇所からの熱流入が想定されるため、鋼材の小口やボルト頭を必ず被覆しなければならないと断定できないが、鋼材小口やボルト頭を被覆することで鋼材の断熱性が向上されることが確認された。ただし鋼材の小口を被覆する場合、鋼材小口を覆う部分の木部材は火災時に剥落しないことを実証することが困難である上に、当該部分が剥落しないような仕組みを組み入れることが製作を複雑化することを懸念して、予め被覆木材が鋼材小口部分も被覆できるような試験体とする等、なんらかの工夫が必要だと考えられる。また熱電対によって生じた鋼木間の隙間からの熱流入などの影響も考えられるため、予め溝を設けるといった試験体作成上の工夫も必要だと考えられる。

5.4 第二回耐火実験

5.4.1 概要

第二回耐火実験は、第一回耐火実験結果を踏まえて断面形状を改良した試験体を作成し（詳細は 5.4.2 項に示す）、第一回耐火実験と同様に 45 分間の耐火実験 [17] を行う。複合断面試験体を構成するスギ材の炭化速度、炭化性状や鋼材の温度変化といった高温時下での現象について確認することを目的とする。

5.4.2 試験体

第二回耐火実験における試験体は計 4 体で、それぞれ FA, FB, FC, FD とする。第二回耐火実験の試験体形状は、第一回耐火実験の結果を鑑みて、以下の点を考慮して決定した。

1. 実設計を想定し、長期荷重に対して鋼材のみで支持することを鑑みて、鋼材の厚さを大きくして、FB-19 × 65 を使用する。
2. 第一回耐火実験において、鋼材小口部分を被覆した試験体 F2（図 5.3）は被覆しなかった試験体 F1（図 5.2）よりも相対的に鋼材温度を低く維持することができた。しかし、試験体 F2 のように鋼材小口を被覆する部分に別の木材を用いると、それが火災時に剥落する可能性もあると考え、図 5.9 (i) に示すように木材部分に鋼材をはめ込むような溝を設ける形で複合構造とする。
3. 第一回耐火実験では、熱電対を通すために生じる鋼木間の隙間からの熱流入の可能性があった。第二回耐火実験ではこれを防止するために熱電対を通すための溝を断面中に設ける計画とし、鋼木間の隙間を最小限にする。なお図 5.9 (ii) に示すように熱電対を通すための溝は片側のみとする。
4. 第一回耐火実験から計算した鋼木複合断面に使用した被覆スギ材の炭化速度（0.8 ~ 1.2mm/min）より、加熱時間 45 分間における被覆スギ材の必要厚さは 36 ~ 54mm と考えられる。また、より密度が高く炭化速度が遅いと思われるベイツ材（Eurocode5 における炭化速度の式を用いると 0.7mm/min 前後 [33]）を使用することで、炭化速度による複合構造の耐火性能の違いを確認する。このため試験体は、被覆木材がスギ製材で被覆厚さが 40mm と 60mm の 2 種類と、被覆木材がベイツ集成材で被覆厚さが 30mm と 50mm の 2 種類を計画する。ただし、加熱実験炉の大きさから試験体長さは最大 1500mm 程度、試験体数は 4 体が上限という制約があったため、上記の異なる断面を作成するに当たって、試験体 FA, FB は部材の上部と下部で異なる断面を有するように設計する。なお、すべての試験体について上部断面と下部断面間で鋼材を分割し、ボルト位置も離すことで絶縁し、試験体上部下部間の熱伝導を防止する。

5. 第一回実験から鋼材小口を直接露出させることは耐火性能上困難と思われるが、ボルト部分は熱の影響を受ける面積が鋼材の小口に比べ小さく、熱の影響を受けにくい可能性がある。そこでボルト頭を露出できるか検討するために、ボルト部分の座掘穴をペースト状の不定形耐火材で充填した試験体 FC とボルト頭のみを露出した試験体 FD を計画する。
6. 第二回耐火実験では、鋼材温度を測定することを第一の目的として、木材の温度測定用には特に熱電対を設けない計画とした。木材にも若干数の熱電対を設けているが、これは鋼材と木材の熱伝導を観察するためである。測定の目的としては、小口部分からの熱の影響、ボルト部分からの熱の影響、鋼材の温度変化、鋼材と木材の熱伝導などが挙げられる。

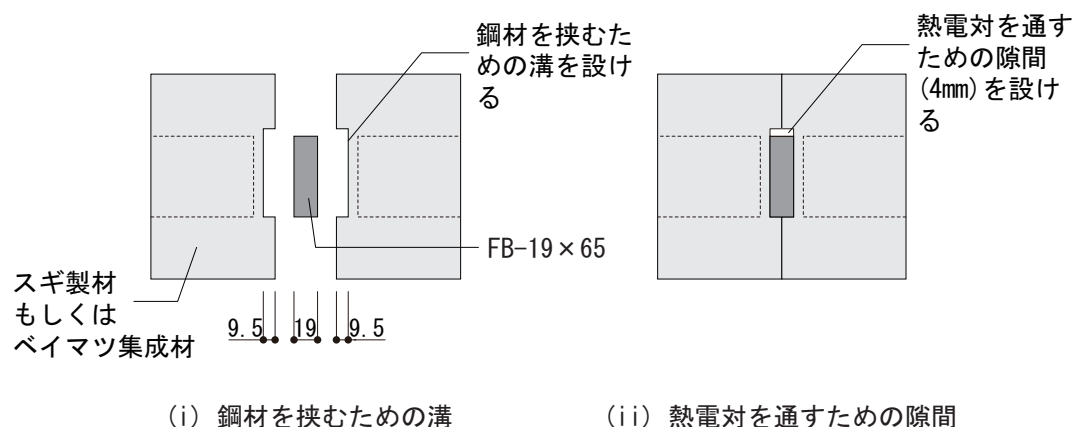


図 5.9: 第二回耐火実験 断面構成

表 5.2: 第二回耐火実験 木材パラメータ

試験体 番号	樹種	$\rho^{*2)}$ [g/cm ³]	$u^{*1)}$ [%]	部材長さ [mm]	備考
FA	スギ製材	-	18.5	1200	下部部材断面被覆厚さ 40mm 上部部材断面被覆厚さ 60mm
FB	ベイマツ 集成材	-	10.5	1200	下部部材断面被覆厚さ 30mm 上部部材断面被覆厚さ 50mm
FC	スギ製材	-	17.5	320	ボルト頭を不定形耐火材で断熱
FD	スギ製材	-	16.5	320	ボルト頭を露出

*2) 計測していない。

試験体詳細を図 5.10～5.17 に示す。図中の A-1, A-2, ..., D-4 は、部材温度測定用の熱電対の定着位置である。各試験体の木材パラメータを表 5.2 に、試験体写真を写真 5.6 に示す。

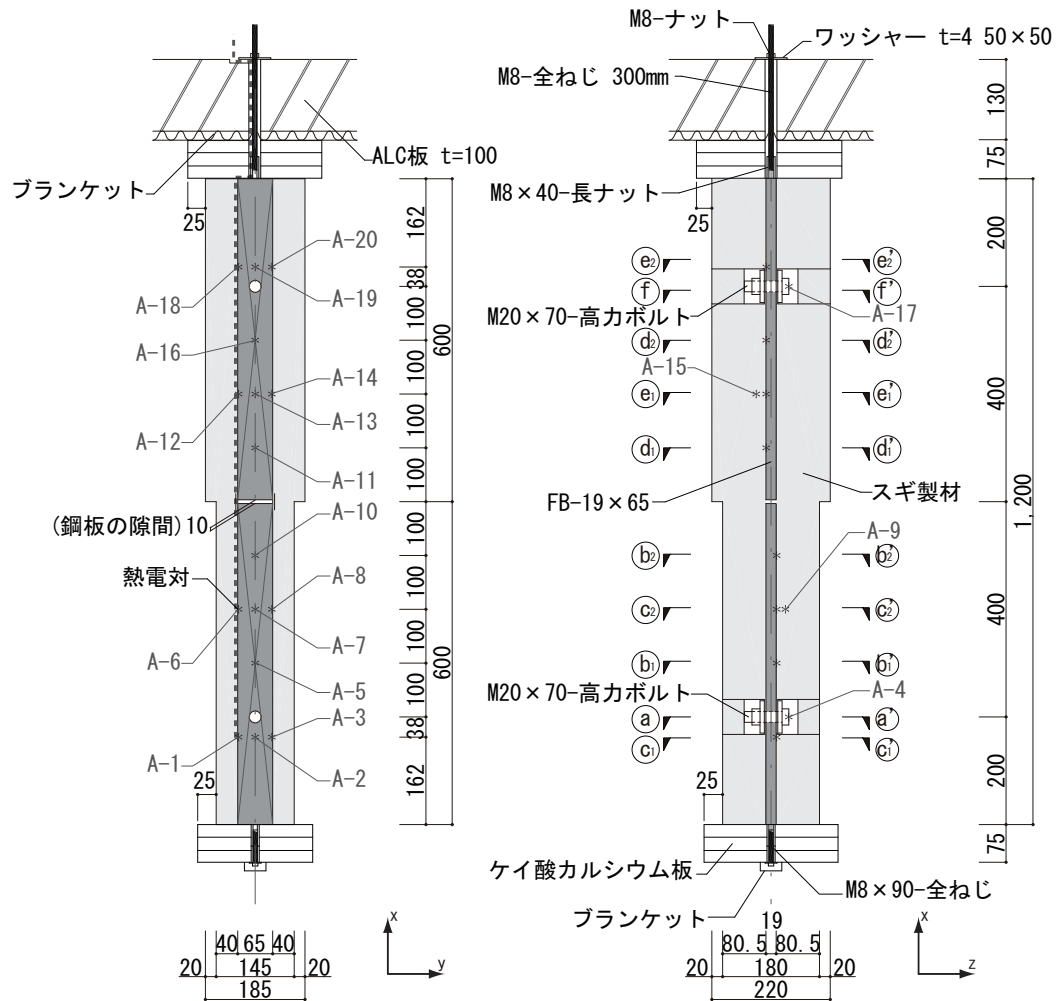
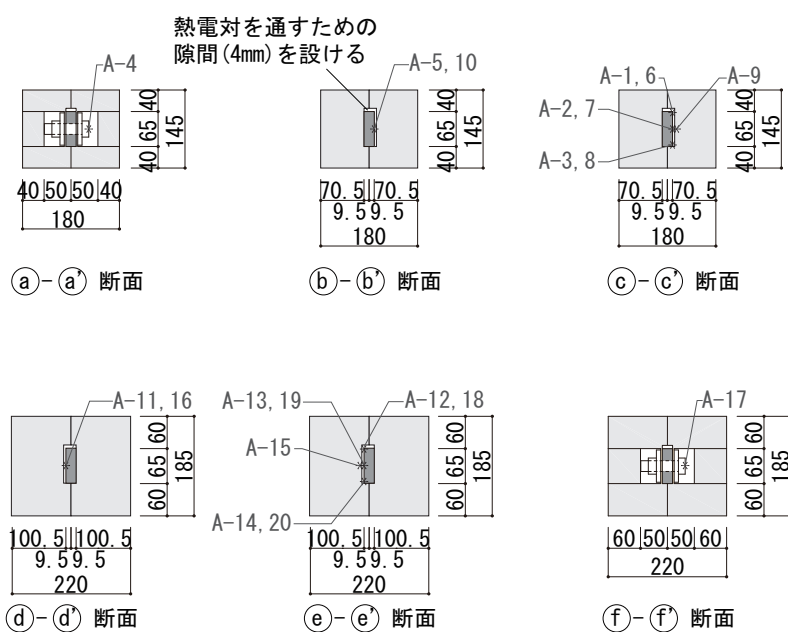


図 5.10: 試験体 FA 軸断面図



※) 添え字無し断面は添え字付き断面を同時に示す。
例) b-b' 断面は $b_1-b'_1$ と $b_2-b'_2$ 断面を示す。

図 5.11: 試験体 FA 断面図

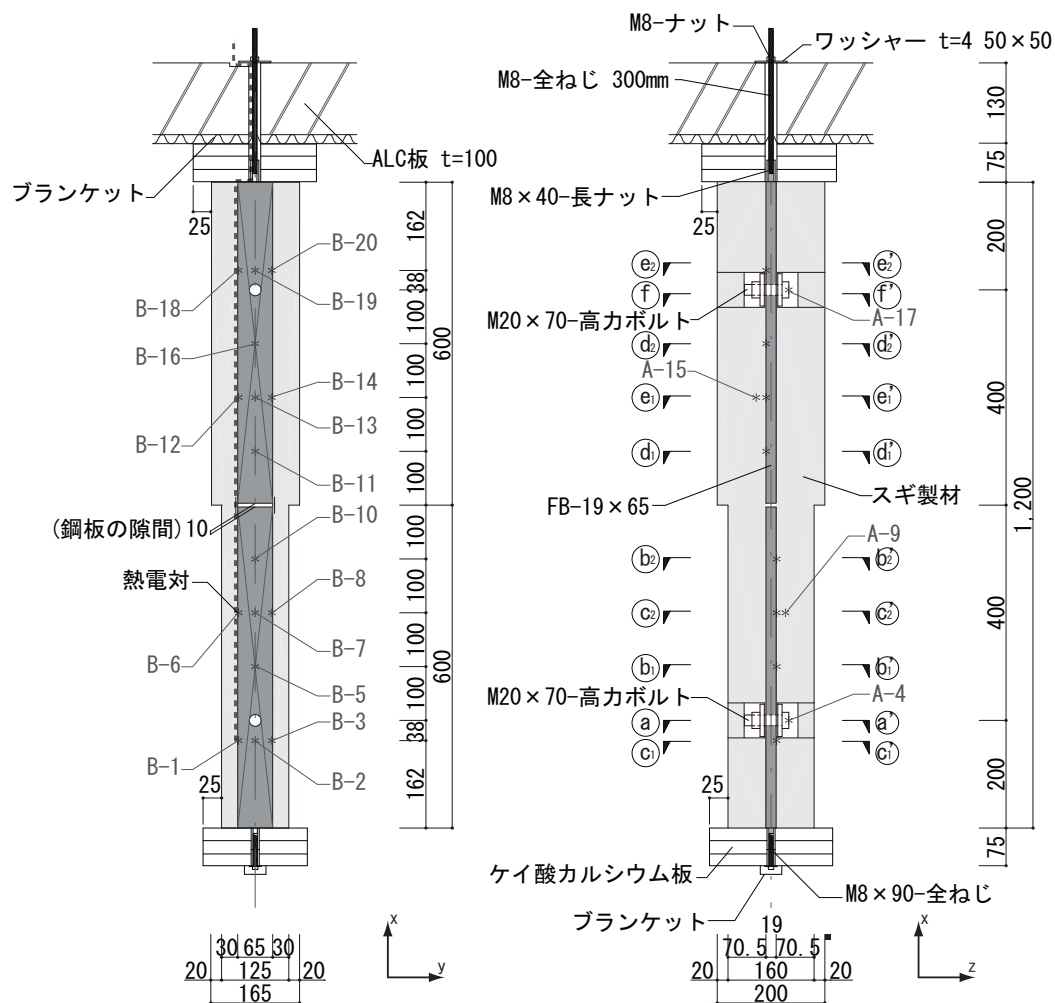
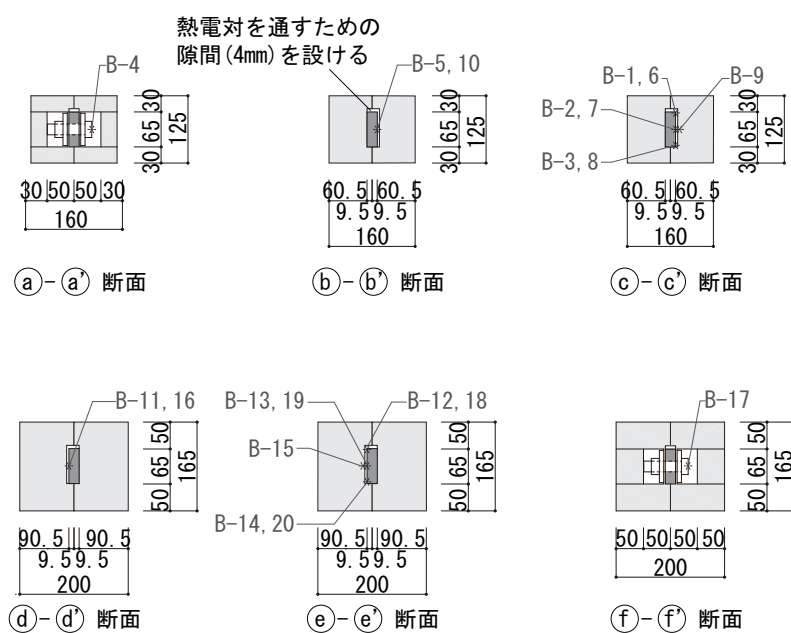


図 5.12: 試験体 FB 軸断面図



※) 添え字無し断面は添え字付き断面を同時に示す。

例) b-b' 断面は $b_1-b'_1$ と $b_2-b'_2$ 断面を示す。

図 5.13: 試験体 FB 断面図

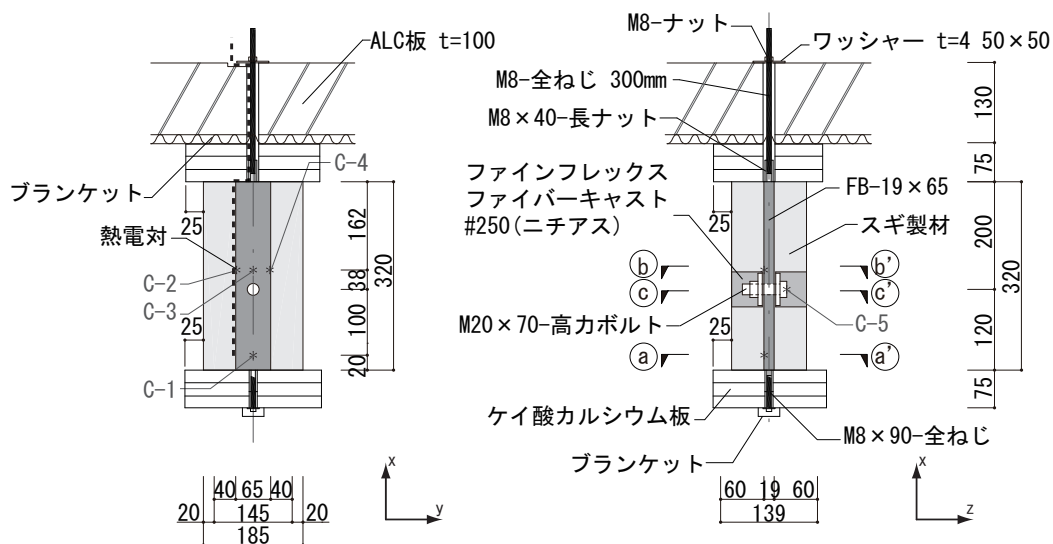


図 5.14: 試験体 FC 軸断面図

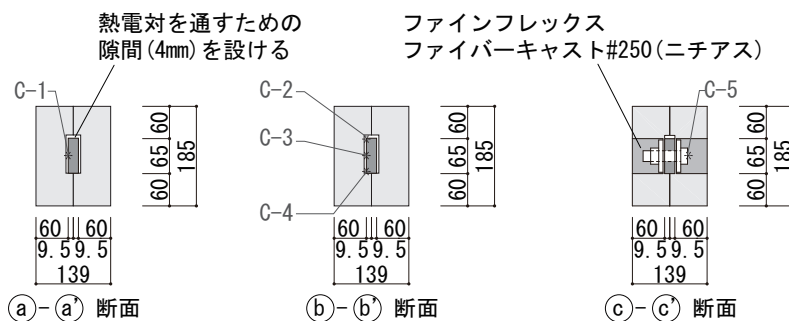


図 5.15: 試験体 FC 断面図

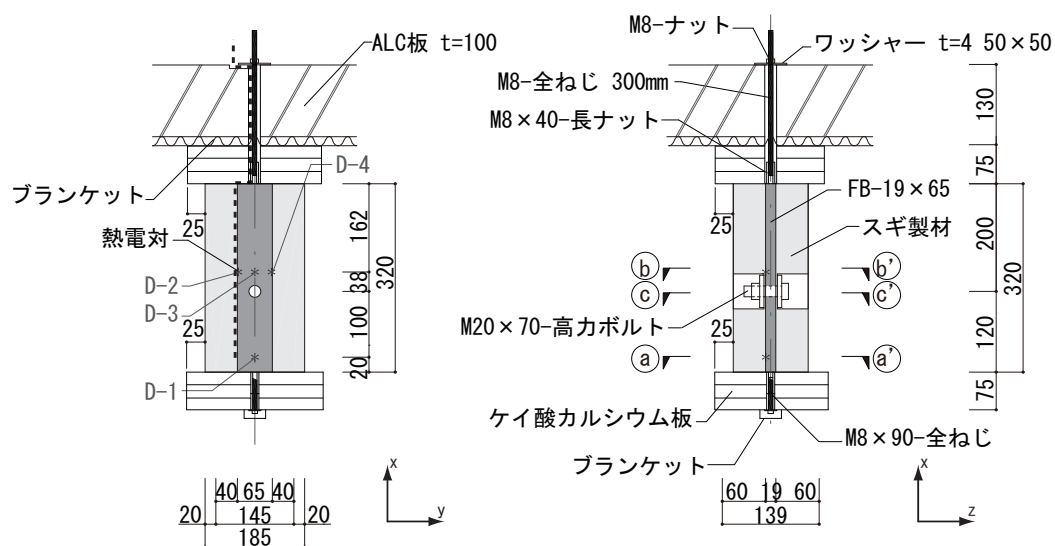


図 5.16: 試験体 FD 軸断面図

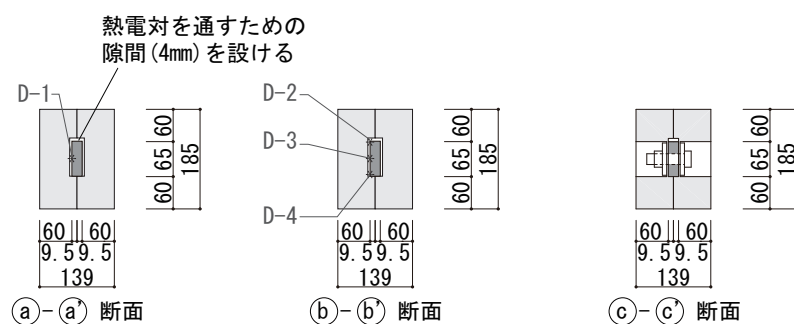
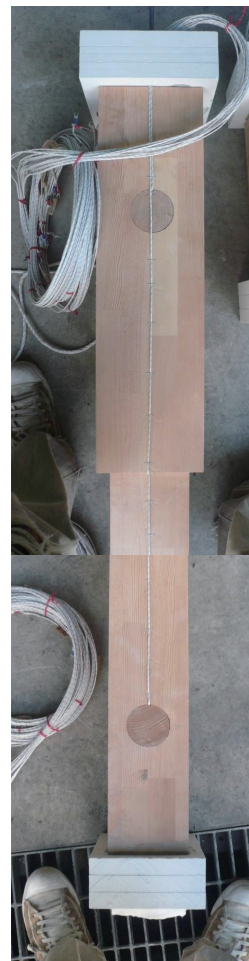


図 5.17: 試験体 FD 断面図



(a) 試験体 FA



(b) 試験体 FB



(c) 試験体 FC



(d) 試験体 FD

写真 5.6: 試験体 FA ~ FD

5.4.3 実験方法

実験は第一回耐火実験と同様に，東京理科大学火災科学研究センター実験棟の中型複合炉で行った。試験体は天井部から吊り下げ，試験体上端部と下端部はケイ酸カルシウム板を用いて断熱した。炉内の試験体の配置を図 5.18 に示す。加熱条件は，ISO834 の標準加熱曲線に基づく 45 分間加熱 [31] とし，加熱終了後には試験体を速やかに取り出し注水し，燃焼を停止させた。第二回耐火験で，試験体を天板に吊り下げたため，第一回耐火実験とは違い，実験終了後に試験体を天板ごと炉から取り出し速やかに消火できた。写真 5.7 に設置時の試験体と，加熱終了後に注水中の試験体写真を示す。

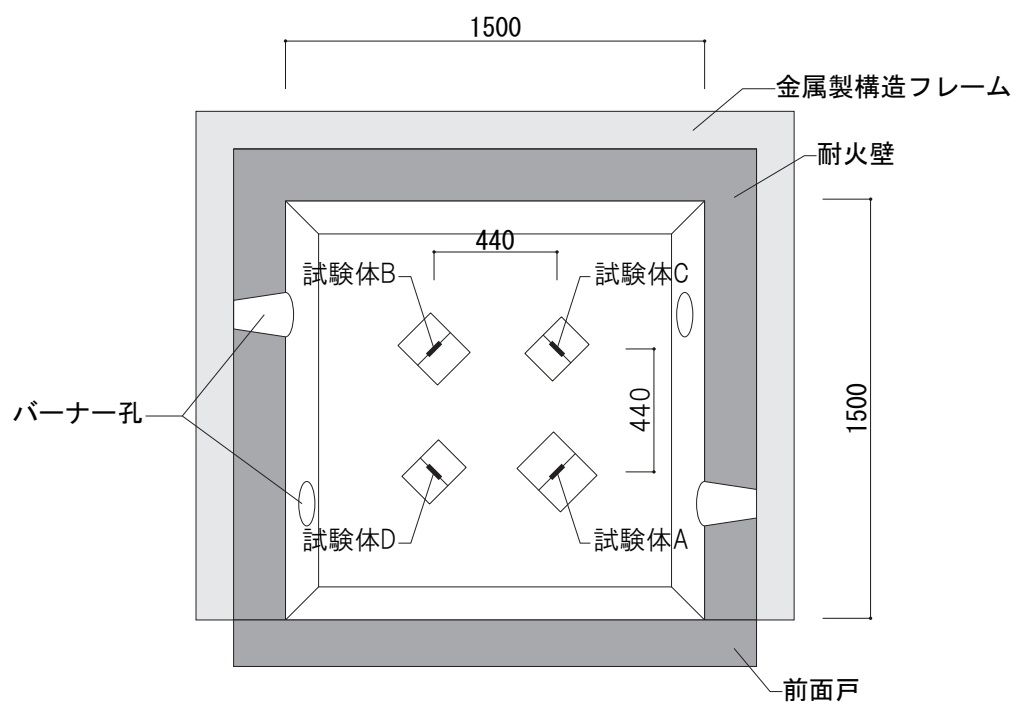


(i) 設置時

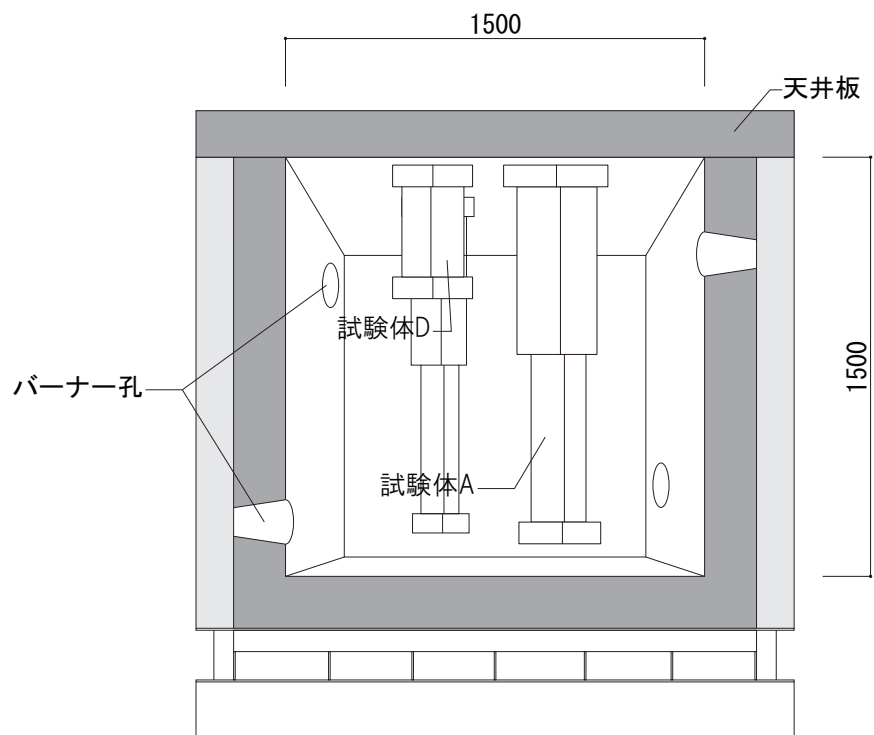


(ii) 加熱終了後注水時

写真 5.7: 試験体配置



(i) 平面配置図



(ii) 立面配置図

図 5.18: 試験体配置図

5.4.4 実験結果と考察

温度変化

試験体 FA に設置した熱電対の温度時刻歴結果を図 5.19 に，試験体 FB の結果を図 5.20 に，試験体 FC および試験体 FD の結果を図 5.21 に示す。図中の加熱炉内温度は炉内 6 ケ所の測定値の平均値である。なお熱電対 A-12 に関しては試験前に測定不能になった。また熱電対 A-4，A-17，B-17，C-5 に関しては急激に温度が上昇しているが，これは上記 4 つの熱電対はケーブルを試験体側面に沿わせていたため，加熱中にバーナーの炎が直接照射したことが原因と考えられ，鋼材の温度上昇とは無関係と考えられる。試験体 FA および FB それぞれの上部と下部の鋼材温度には差があるため，上部と下部の鋼板間の熱伝導は限定的で，上部と下部で互いに独立な実験結果が得られたと考えられる。

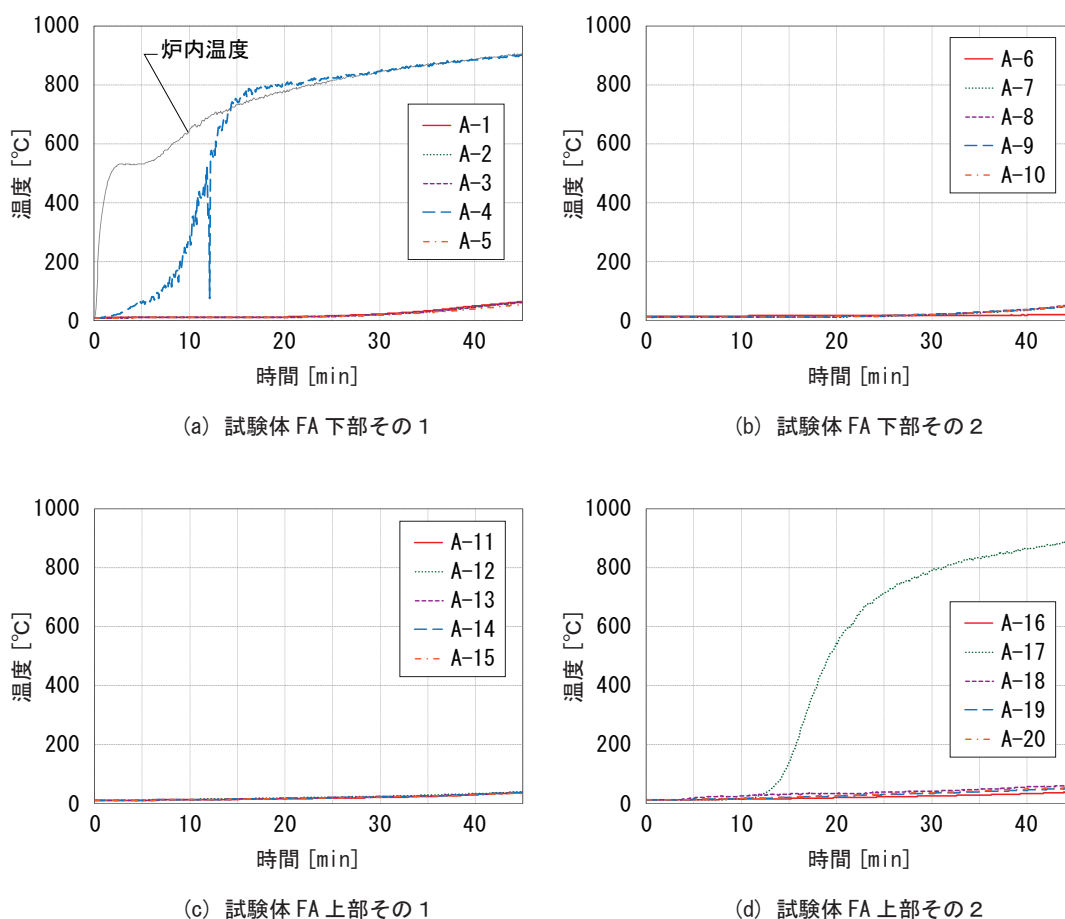


図 5.19: 鋼材温度変化時刻歴（試験体 FA）

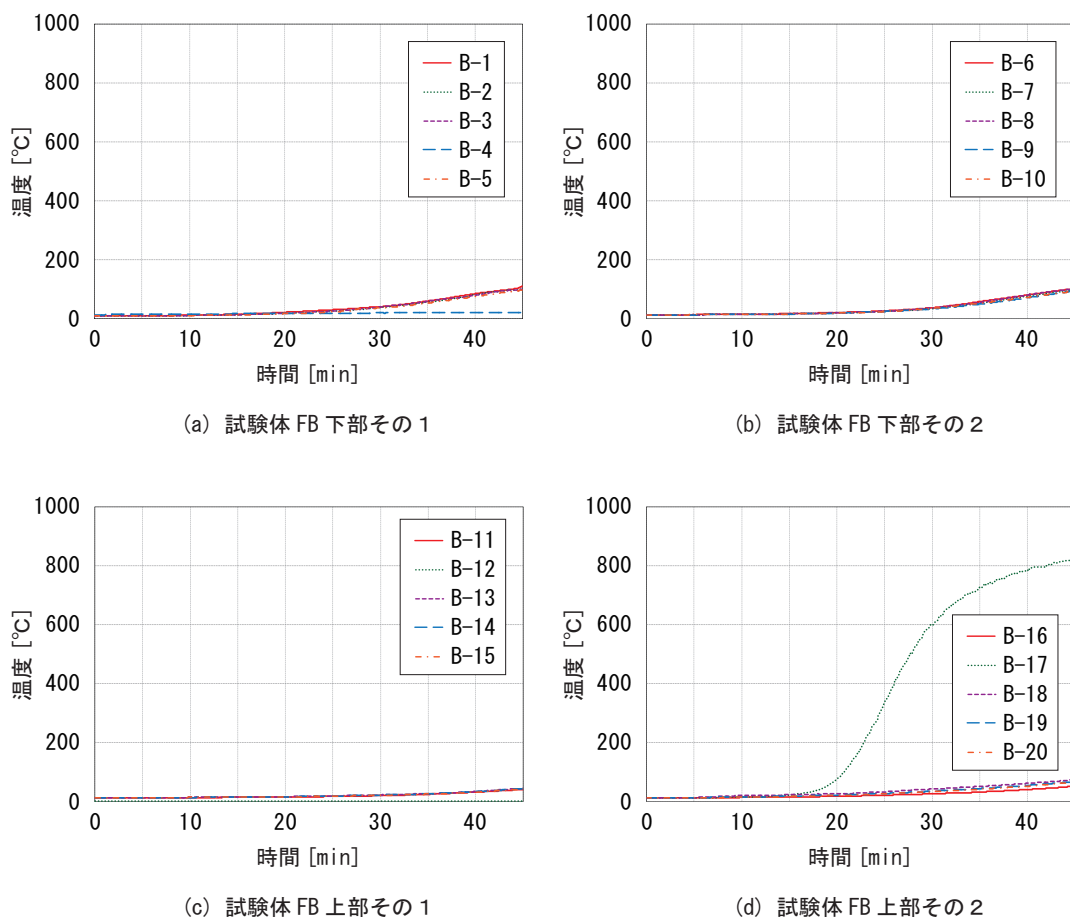


図 5.20: 鋼材温度変化時刻歴 (試験体 FB)

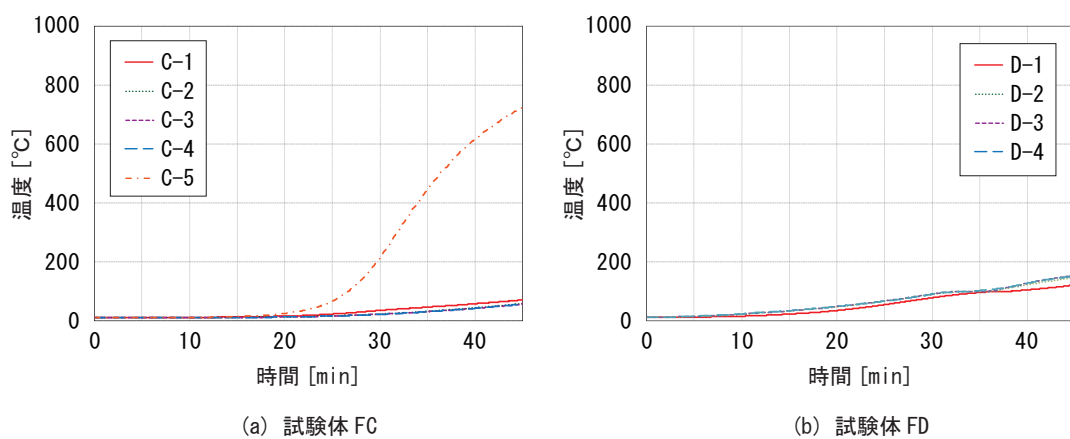


図 5.21: 鋼材温度変化時刻歴 (試験体 FC および試験体 FD)

熱電対 A-12, A-4, A-17, B-17, C-5 を除いた計測値から得られた各部材の鋼材最高温度および平均温度を表 5.3 に示す。すべての試験体において、鋼板の最高温度は 200 以下に抑えられていた。また平均温度も 160 以下に抑えられていた。特に試験体 FA, FB の上部, FC の鋼板の温度においては最高でも 100 程度に抑えることができた。

図 5.22(a) に鋼板のボルト孔から最も近い位置に設置した熱電対の温度時刻暦を示す。ボルト頭に設置した熱電対に計測不備があったため、最もボルトからの熱流入の影響を受けたと思われる熱電対の温度を比較し、座掘部分に施した断熱処理の影響を考察する。実験結果より、座掘部分に蓋をしていない試験体 D の鋼板の温度に比べ、座掘部分に蓋をした試験体 FA, FB, FC の試験体の示す温度が低いことから、座掘部分の蓋によるボルトへの断熱効果はあったと考えられる。しかし蓋のない試験体 D において、ボルト付近の鋼材の最高温度が 180 程度であることから、ボルトからの熱流入による鋼材の温度上昇は限定的であると考えられる。

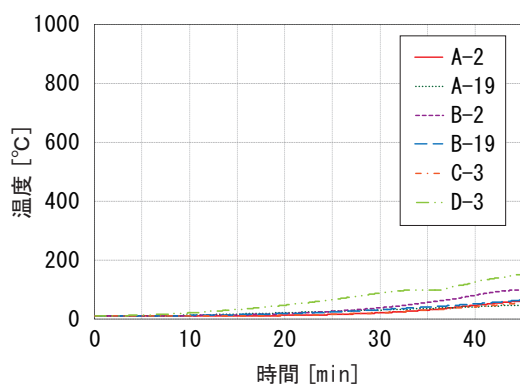
各試験体各部材の鋼材中心の温度を図 5.22(b) に示す。鋼材温度は全ての試験体で 200 以下に抑えられている。ただし試験体 FD の熱電対 D-3 はその他の熱電対に比べて温度が上昇し始めた時間が早い。これは上述のとおり試験体 FD のみ座掘部分に蓋をしていなかったために鋼板温度が上昇したことが原因と考えられる。また熱電対 D-3 に続いて熱電対 B-5 の温度上昇が見られるが、これは試験体 FB のみ樹種にベイマツ集成材を用いており、実験終了後の炭化状況よりベイマツ集成材の方がスギ製材よりも炭化部分の剥落が多いことが観察されたことから、ベイマツ集成材が炭化して剥落し、小口部分からの熱流入が発生したためと考えられる。また第一回耐火実験に比べて鋼材の温度上昇が緩やかであるが、これは鋼材の厚みを倍にしたために鋼材の熱容量が増加したことが一因として考えられる。

試験体 FA, FB それぞれの $c_1-c'_1$ 断面, $e_1-e'_1$ 断面内の熱電対の温度時刻暦を図 5.22(c), 図 5.22(d) に示す。熱電対 A-1, 2, 3 に比べ、熱電対 A-12, 13, 14 の温度上昇は遅く、被覆木材の材厚が厚い方が断熱効果が高いことが分かる。また熱電対 B-1, 2, 3 の温度上昇は熱電対 A-1, 2, 3 に比べ速い。これはベイマツ集成材がスギ製材に比べて、炭化部分の剥落が生じやすく、炭化後剥落した箇所が再度炭化するため、炭化の進行が早くなったためと考えられる。なお第二回耐火実験結果からは鋼材材軸と直交方向の温度変化は特に観察されなかった。

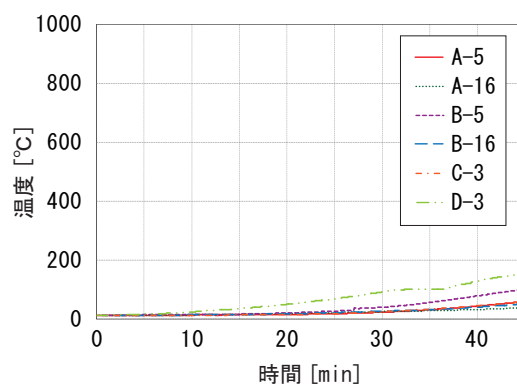
表 5.3: 第二回耐火実験 鋼材温度

試験体番号	試験体部位	T_{ave} []	T_{max} []	備考
FA	下部	62.6	75.3	FA-4 を除く
	上部	46.0	56.5	FA-17 を除く
FB	下部	100.7	125.4	FB-10 を除く
	上部	56.7	78.6	FB-17,19,20 を除く
FC	-	70.2	80.2	FC-5 を除く
FD	-	154.3	163.6	

T_{ave} : 鋼材平均温度, T_{max} : 鋼材最高温度



(a) 各試験体ボルト孔近傍の熱電対



(b) 鋼材中央の熱電対

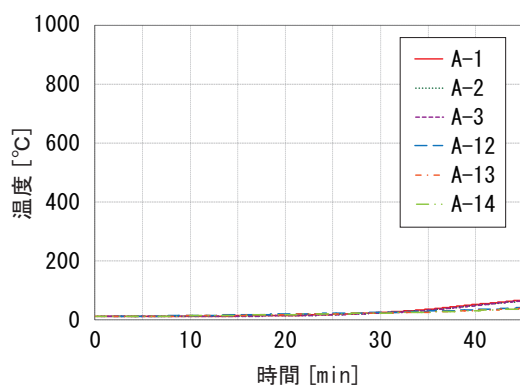
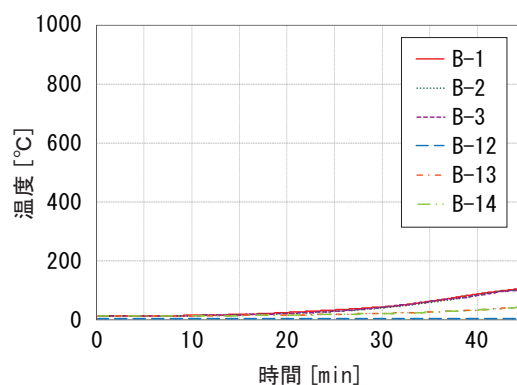
(c) 木材被覆厚さによる
鋼材断面温度分布の差異 (試験体 FA)(d) 木材被覆厚さによる
鋼材断面温度分布の差異 (試験体 FB)

図 5.22: 鋼材温度変化時刻歴 (各部分ごとの比較)

炭化状況

実験終了後、試験体を速やかに加熱炉から取り出し、放水消火した後、炭化状況を調査した。第二回耐火実験におけるすべての試験体について、木材部分は燃え残っていた。試験体それぞれの炭化部分を図 5.23～5.26 に示す。また実験終了後の試験体の写真を写真 5.8、写真 5.8 に示す。

第二回耐火実験におけるスギ材とベイマツ集成材の炭化速度はそれぞれ $0.5 \sim 1.1 \text{ mm/min}$ と $0.6 \sim 0.8 \text{ mm/min}$ であった。ただし本実験においても第一回耐火実験と同様に、一般的な耐火実験と比較してスギ材の含水率が若干高かった（ $16 \sim 20 \%$ ）ため、一般的な含水率の木材（ 15% ）を用いた場合の炭化速度は速くなると考えられる。またベイマツ集成材は測定箇所によって、Eurocode5 から算出される炭化速度（ 0.7 mm/min 前後）[33] より速く炭化した。これは加熱中に炭化部分の剥落が生じ、剥落した箇所から再度炭化が進行するため、木材炭化層による断熱効果が得られにくいことによると考えられる。

ボルト部を露出した試験体 FD においては、ボルト部周辺の炭化が著しく進行していた（図 5.26）が、ボルト周辺の鋼材温度が 200 程度に抑えられていることから、木材による断熱効果は確認された。

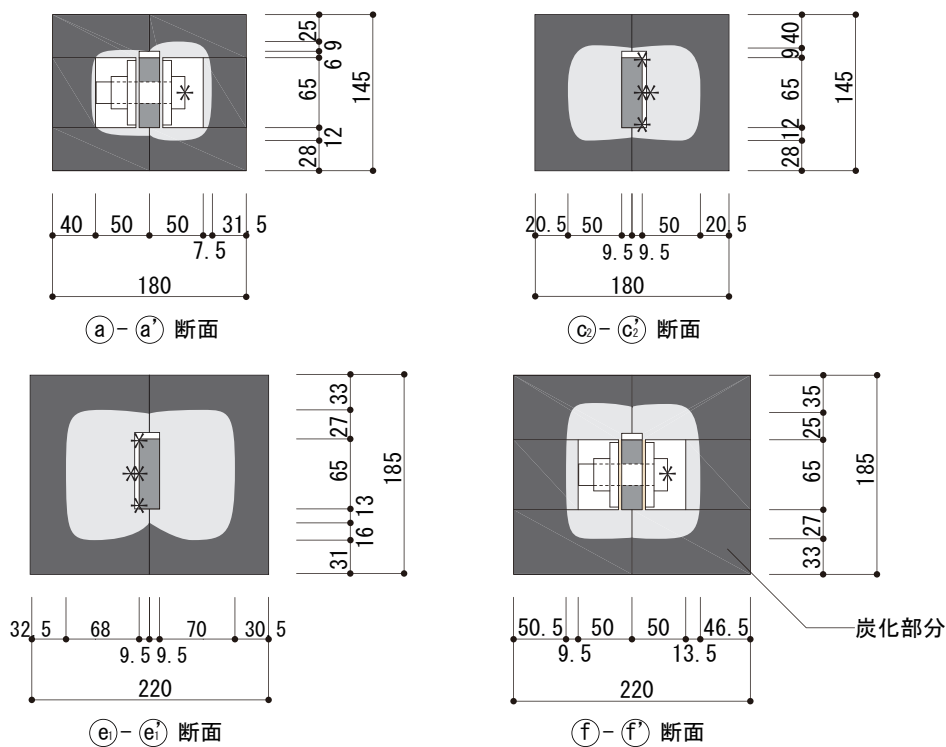


図 5.23: 45 分加熱後炭化性状（試験体 FA）

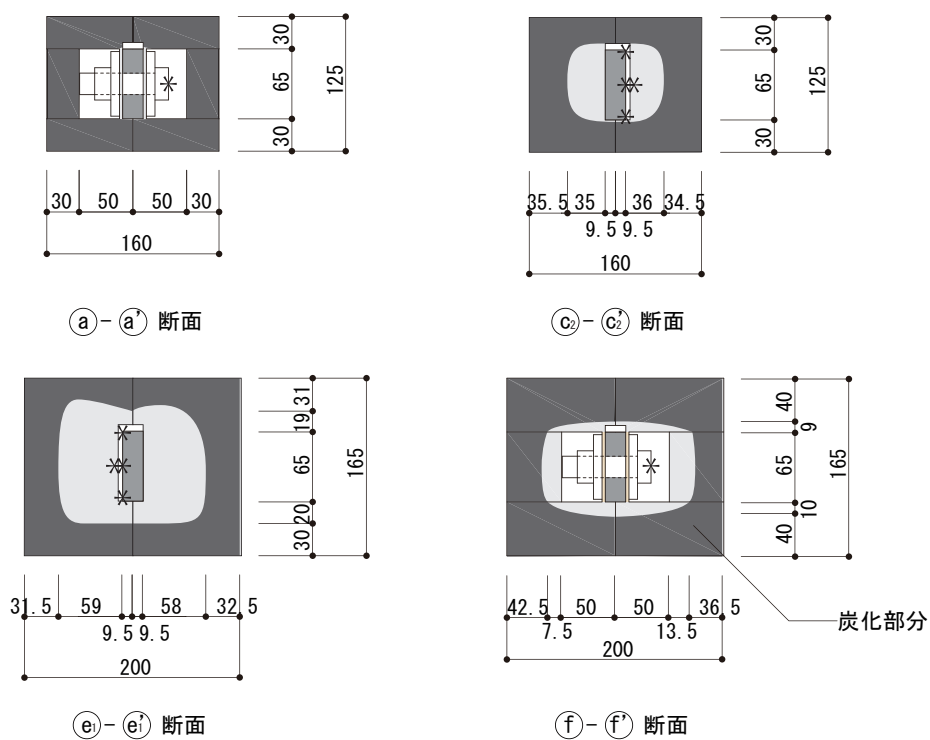


図 5.24: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FB)

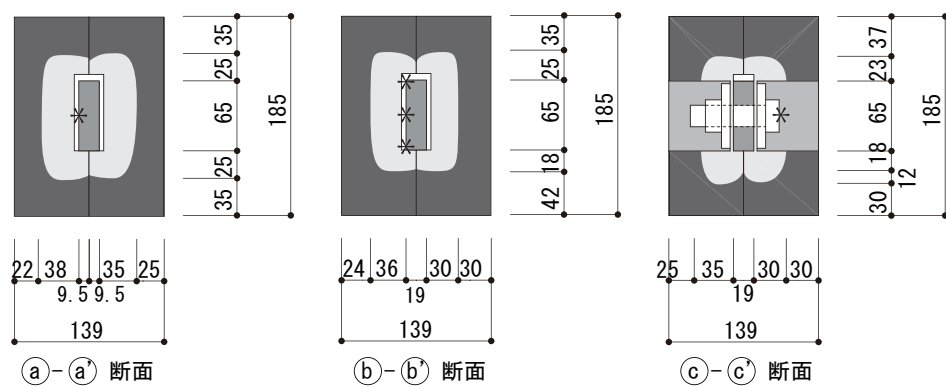


図 5.25: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FC)

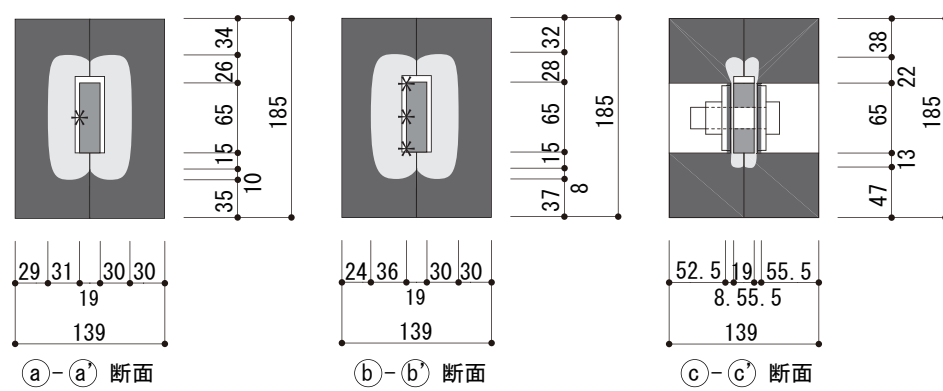


図 5.26: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FD)



写真 5.8: 実験後試験体 (試験体 FB)



(i) 試験体 FC



(ii) 試験体 FD

写真 5.9: 実験後試験体（試験体 FC および試験体 FD）

考察

第二回耐火実験におけるすべての試験体について、鋼板の最高温度は 200℃ 以下に、平均温度は 160℃ 以下に抑えられていた。また第二回耐火実験の結果から、ボルトからの熱流入による鋼材の温度上昇は限定的であり、ボルトを露出させる仕様が可能であることがわかった。

含水率のほぼ等しい試験体 F2 と試験体 FA の実験結果を比較すると、第二回試験体は木材による断熱効果が顕著に現れたことが分かる。これにより、被覆材の断熱効果において含水率は決定的な要因ではなく、第一回試験体に比べ第二回試験体の方が木材間の隙間が少なかったことや、木材より熱容量のある鋼材の厚みを増したことにより、部材全体の熱容量が増したことによる影響などが考えられる。これは鋼材に厚みを持たせることで燃え代幅を少なく設定できる可能性を示唆している。

5.5 第三回耐火実験

5.5.1 概要

第三回耐火実験は、より簡易な部材構成とすることを第一に考え、ボルト頭を露出させる仕様を前提として実験を行い、第二回耐火実験では検討しなかった鋼材の小口面を露出させることが可能かどうかを検証する（試験体詳細は 5.5.2 項に示す）。実験はこれまでの耐火実験と同様に 45 分間の耐火実験 [17] を行い、複合断面試験体を構成するスギ材の炭化速度、炭化性状や鋼材の温度変化といった高温時下での現象について確認することを目的とする。

5.5.2 試験体

実験は試験体 FE～FH の 4 体に対して行った。試験体 FE、FG および FF、FH の軸断面図（x-y 断面および x-z 断面）をそれぞれ図 5.27、図 5.28 に示す。また試験体 FE、FG の断面概要図を図 5.29(i) に、試験体 FF、FH の断面図を図 5.29(ii) に示す。試験体 FE、FG は木材に鋼材幅の溝を設けることで鋼材小口（長方形断面の短辺）を覆った（図 5.29(i)）のに対し、試験体 FF、FH では溝を設けずに鋼材小口を露出させた（図 5.29(ii)）。試験体 FE、FF は鋼板厚さ 19mm とし、試験体 FG、FH は鋼板厚さ 9mm とした。各試験体は長さ 990mm で、試験体の上下 495mm ずつで異なる断面形状として、合計 8（4 × 2）断面の耐火性能を調べた。以下において試験体 FE の上部は FE1、下部は FE2 のように振り番号を用いて試験体を表記する。

試験体の諸パラメータを表 5.4 に示す。すべての試験体の樹種は国産スギ材とし、表 5.4 中の含水率は各試験体について数点計測した値の平均値を掲載する。試験体 FF のみ耐火実験用の試験体の標準値 15 % よりも 2.5 % 程度大きい値となった。第二回耐火実験結果より、国産スギ材の炭化速度は 0.5～1.1mm/min であることが予想されていたことから、45 分準耐火性能のために、22.5mm～49.5mm の木材厚が必要と判断した。なお燃え代設計における 45 分準耐火構造の燃え代は構造用製材の場合 45mm である [17]。そこで、鋼材小口を被覆する木材厚さ（図 5.29 における厚さ t_c ）を、試験体上部断面では 60mm、下部断面では 45mm とした。すべての試験体について上部断面と下部断面間で鋼材を分割することで絶縁し、試験体上部下部間の熱伝導を防止した。木材の短辺厚さは、常温時に複合断面として機能するために必要な大きさとして、すべての試験体について 60mm とした。また第二回耐火実験結果より、ボルトを露出させることによる鋼材の温度上昇への影響は限定的と考えられたので、ボルトを露出させる計画とした。

実験中の試験体各点の温度計測を目的として熱電対を設置した。なお、複合断面内に熱電対を通す必要があるため、それによる鋼材と木材間に隙間ができないように、断面中に溝を設けた（図 5.29(i)）。試験体 FE、FG については上部、下部鋼板にそれぞれ 4 個ずつ、木材に 1 個の計 9 個の熱電対を定着させ、試験体 FF、FH については上部、下部鋼

板にそれぞれ6個ずつ、木材に1個、木材同士の隙間に1個の計14個の熱電対を定着させた。図2、3中*印の箇所を熱電対の位置とする。なお熱電対を示す記号は試験体番号の末尾に番号を付して表す。1～4番の熱電対は鋼板の材軸方向の温度分布を計測することを目的とし、5、6番の熱電対は鋼板の材軸と直交方向の温度分布を計測することを目的とする。なお試験体FE、FGは5、6番の箇所の温度を計測していないが、これは試験体FE、FGについては鋼材小口を木材で被覆しているため、小口側からの熱流入は軽微であると判断したためである。7、8番の熱電対はそれぞれ木材同士の隙間内の木材温度変化と空気層温度変化を計測することを目的とする。

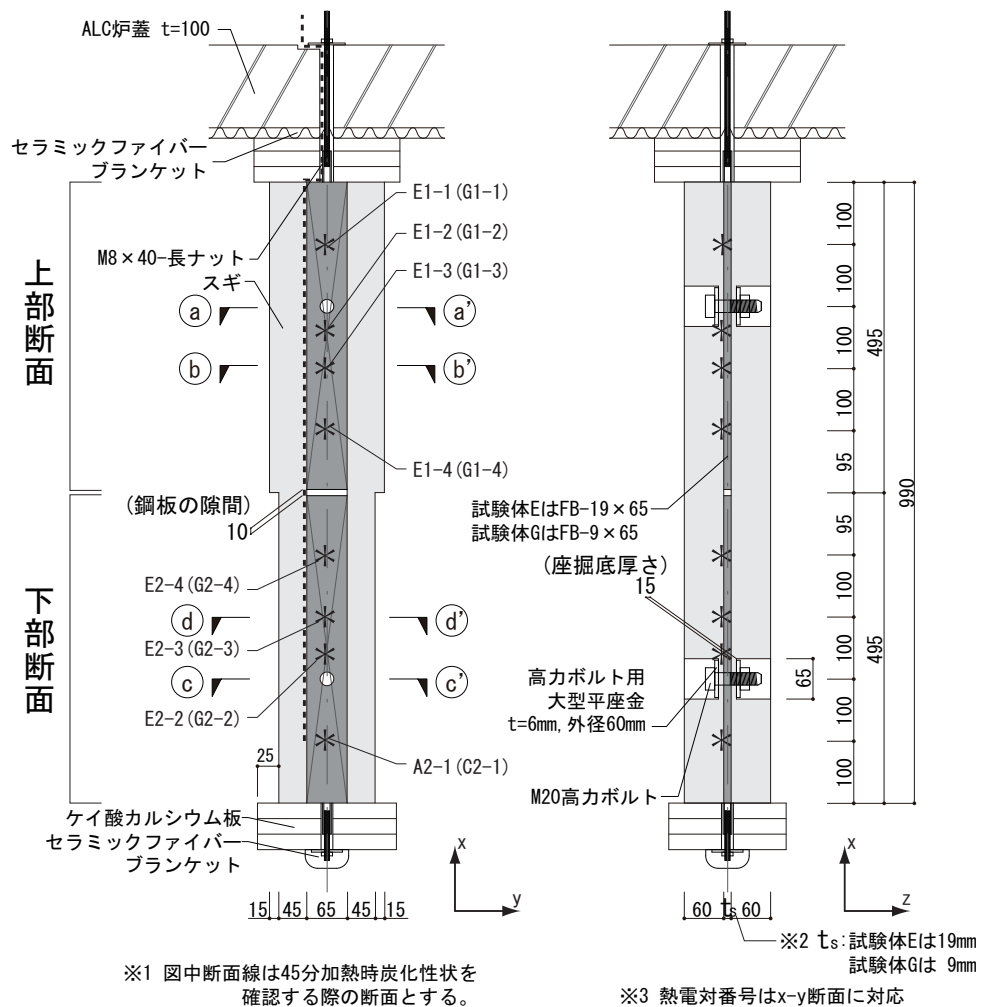
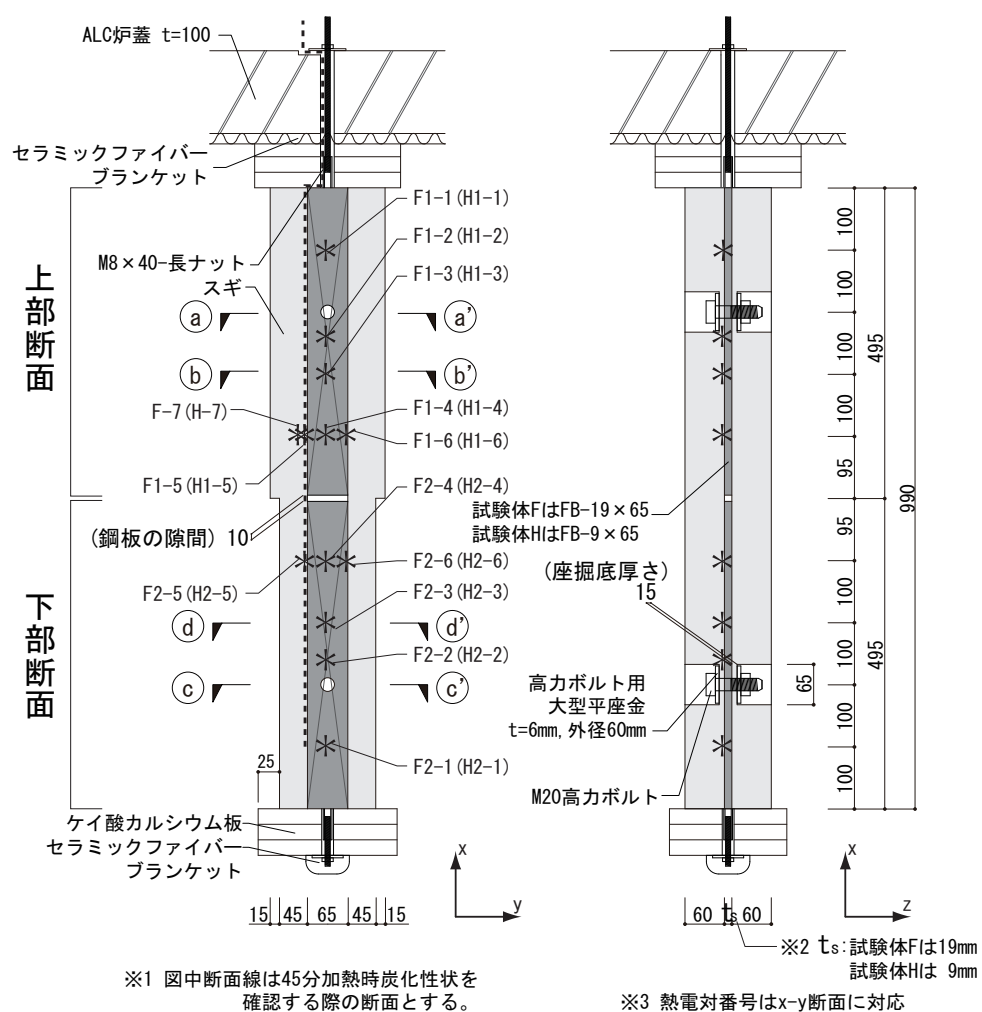


図 5.27: 試験体 軸断面図 (試験体 FE および試験体 FG)



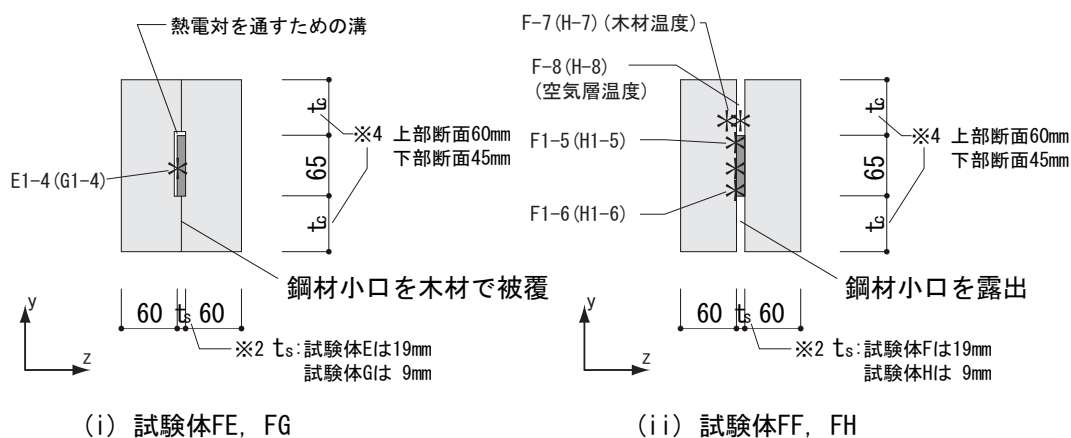


図 5.29: 試験体 FE ~ FH 断面概要図

表 5.4: 第三回耐火実験 木材パラメータ

試験体 番号	樹種	$\rho^{*2)}$ [g/cm ³]	$u^{*1)}$ [%]	鋼材 小口	t_s [mm]	断面 位置	t_c [mm]
FE1 FE2	スギ製材	0.441	13.8	被覆	19	上部 下部	60 45
FF1 FF2	スギ製材	0.429	17.6	露出	19	上部 下部	60 45
FG1 FG2	スギ製材	0.409	13.0	被覆	9	上部 下部	60 45
FH2 FH2	スギ製材	0.449	10.6	露出	9	上部 下部	60 45

t_s : 鋼板厚さ, t_c : 複合断面長辺方向の被覆木材厚さ

5.5.3 実験方法

実験は東京理科大学火災科学研究センター実験棟の中型複合炉で行った。試験体上下端にケイ酸カルシウム板を用いて断熱した。炉内の試験体の配置を図 5.30 に示す。加熱中に試験体の燃焼が他の試験体の炭化性状に影響を及ぼすことを防止するために、試験体同士の間隔は適切に設定した。また、熱電対に直接バーナーの火炎が当たらないように試験体配置に配慮した。

加熱条件は、ISO834 の標準加熱曲線に基づく 45 分間加熱 [31] とし、加熱終了後には試験体を速やかに取り出し注水し、燃焼を停止させた。

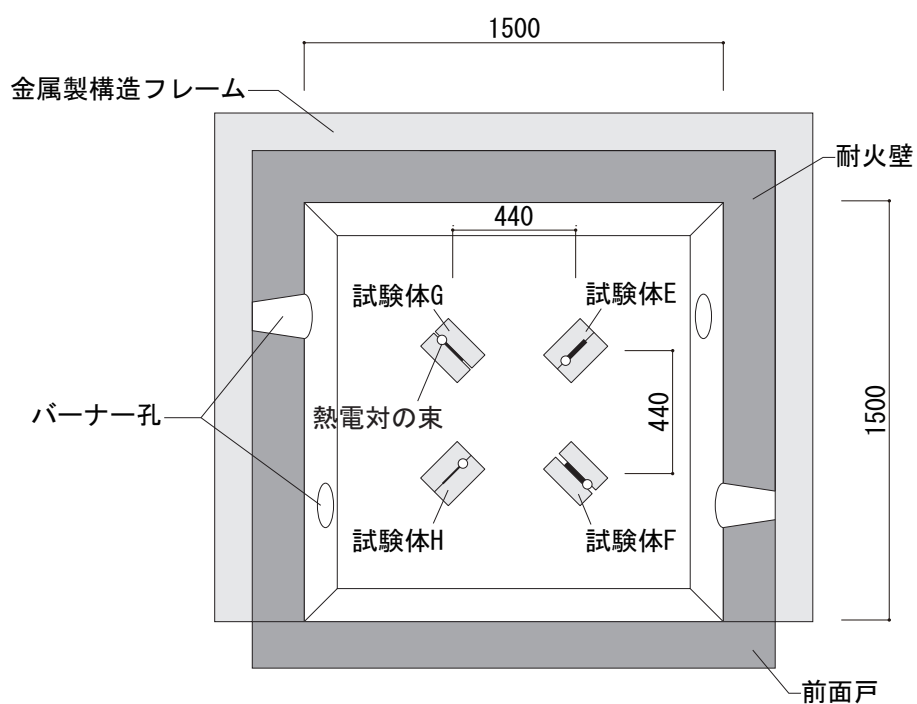


図 5.30: 第三回耐火実験試験体配置図

5.5.4 実験結果と考察

温度変化

加熱炉内と各試験体の鋼材平均温度時刻歴変化を図 5.31 に，各試験体の鋼材最高温度時刻歴変化を図 5.32 に示す。炉内温度は 6 ヶ所の測定値の平均値である。45 分加熱時における鋼材温度の平均値および，最高値を表 5.5 に示す。試験体 FE，FG，FH において鋼材平均温度は 270 以下，鋼材最高温度は 350 以下であった。このため 45 分加熱時において，これらの断面の場合，鋼材の降伏強度や弾性係数の劣化は比較的小さい [32] と考えられる。図 5.31 より加熱開始 40 分時，試験体 FF の鋼材温度が急激に上昇している。これは鋼材片側の木材が剥離して落下したことが原因である。上部断面と下部断面の鋼材は分かれていたもので，下部断面を吊っていた木材の炭化による断面欠損で支持能力を失ったと考えられる。

図 5.31，図 5.32 より，各試験体の上部断面と下部断面では鋼材平均温度および最高温度の差はほとんど確認されない。このため小口側の木材厚さを 45mm 程度確保すれば，鋼材の温度上昇は限定的と考えられる。また表 5.5 より 45 分時の試験体 FE における鋼材平均温度は 95 で，試験体 FG における鋼材平均温度は 137 である。この差は試験体 FG の鋼材厚さの方が薄いため，熱容量が小さいことが原因であると考えられる。

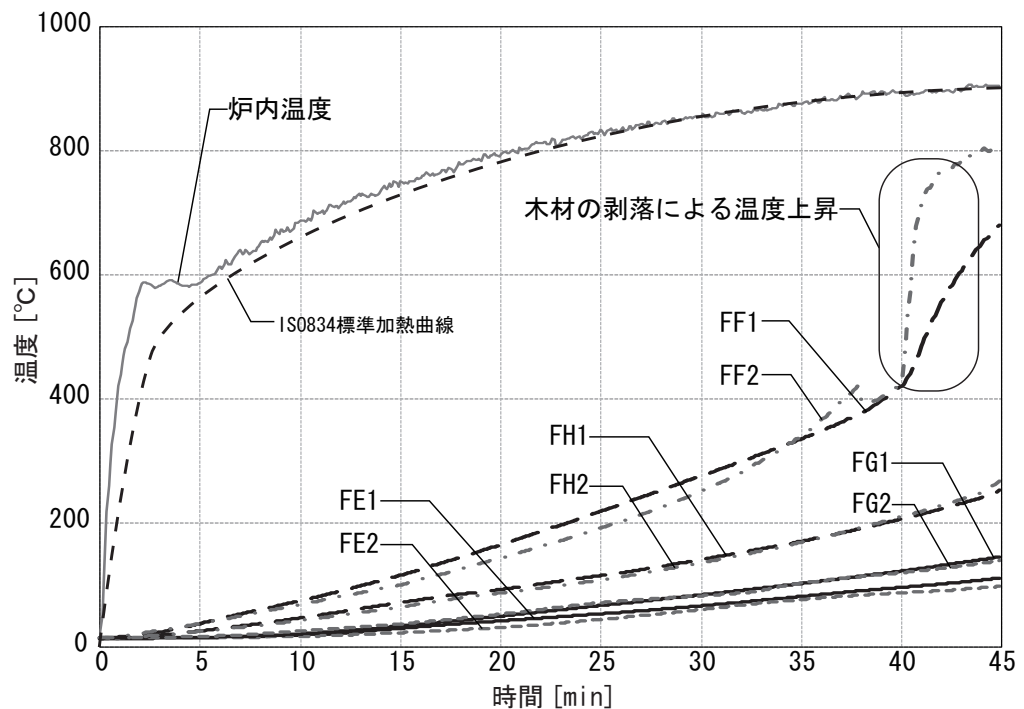


図 5.31: 鋼材温度変化時刻歴（鋼材平均温度）

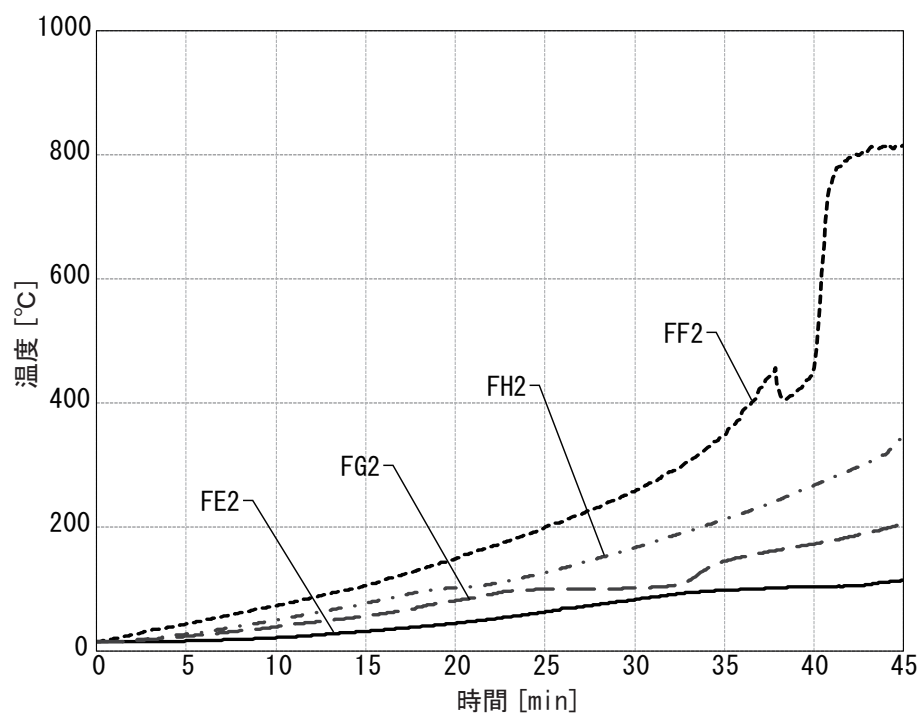


図 5.32: 鋼材温度変化時刻歴 (鋼材最高温度)

表 5.5: 第三回耐火実験 鋼材温度

試験体 番号	試験体 部位	T_{ave} []	T_{max} []
FE1	上部	108.5	140.2
FE2	下部	95.2	111.2
FF1	上部	682.0	808.9
FF2	下部	808.6	839.6
FG1	上部	143.2	199.4
FG2	下部	136.7	203.2
FH2	上部	250.7	331.3
FH2	下部	265.7	346.0

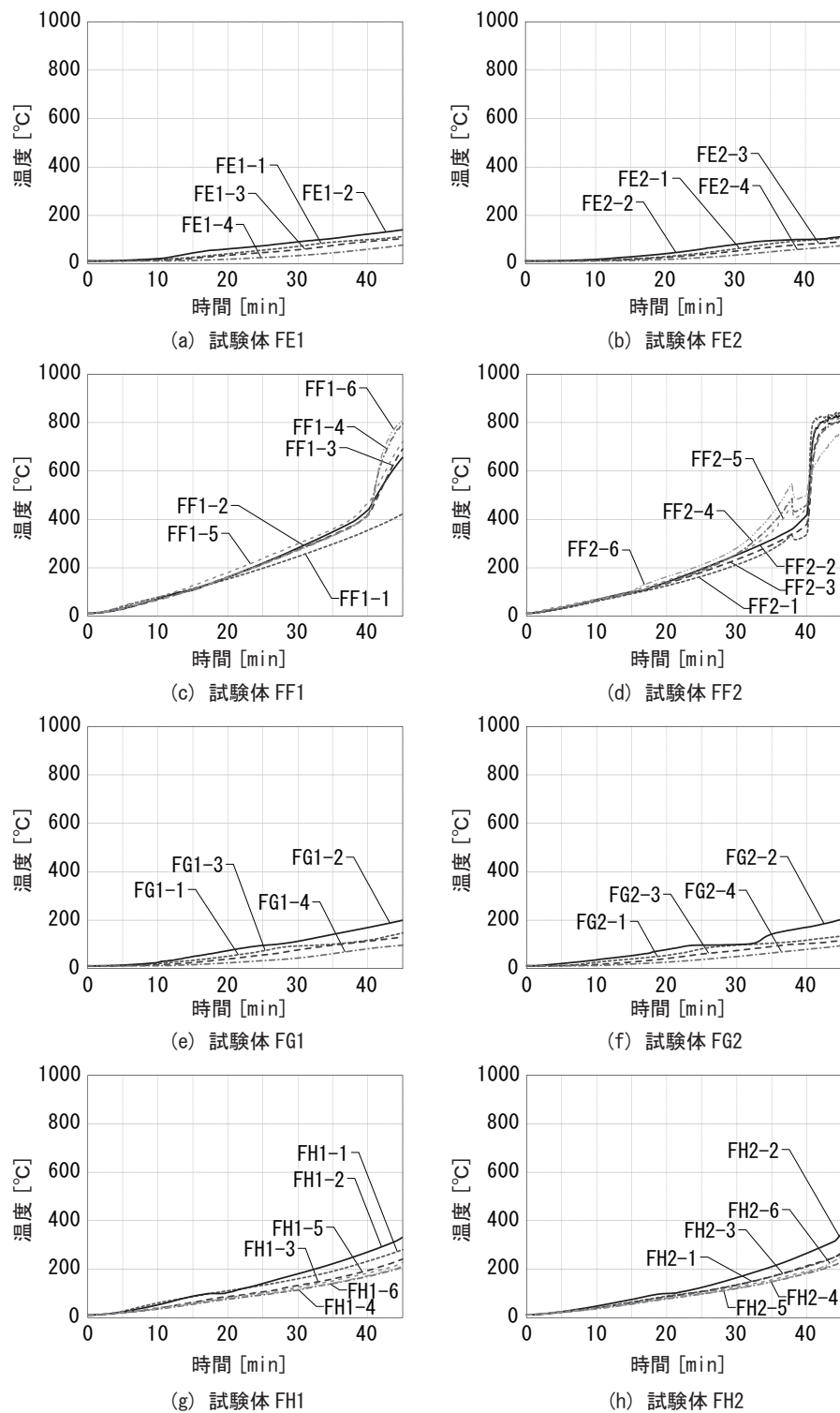


図 5.33: 鋼材温度変化時刻歴 (各試験体)

各試験体の熱電対定着位置における鋼材温度時刻歴変化を図 5.33 に示す。すべての試験体において鋼材の温度は熱電対 2~4 の順に高くなっていることから、ボルトからの熱流入による鋼材材軸方向の熱伝導が確認できた。一方、熱電対 4~6 についてはほとんど温度変化に差がなく、鋼材材軸と直交方向の熱分布はほぼ等分布であると仮定できることが確認された。

また図 5.32 より試験体 FF と FH を比較すると、木材が剥落する前でも、試験体 FF の方が鋼板は厚く熱容量が大きいにも係わらず、鋼材温度が高い。これは鋼材小口部の木材の隙間が大きいほど鋼材温度が高いことを示しており、木材の隙間における空気の流れなどに起因していると考えられる。図 5.34 に熱電対 FF-7, FF-8, FH-7, FH-8 の時刻歴温度変化を示す。同図より試験体 FH における木材間の空気層温度 (FH-8) は炉内温度に比べて大幅に低く、木材間の隙間が狭い (9mm) 試験体の方が空気層の温度上昇を抑えられていることが分かる。また、FF-7, FF-8 の温度差に比べて、FH-7, FH-8 の温度差が大きいことから、隙間間隔が狭いと対流による影響が小さいために対流熱伝達率が小さいと考えられる。

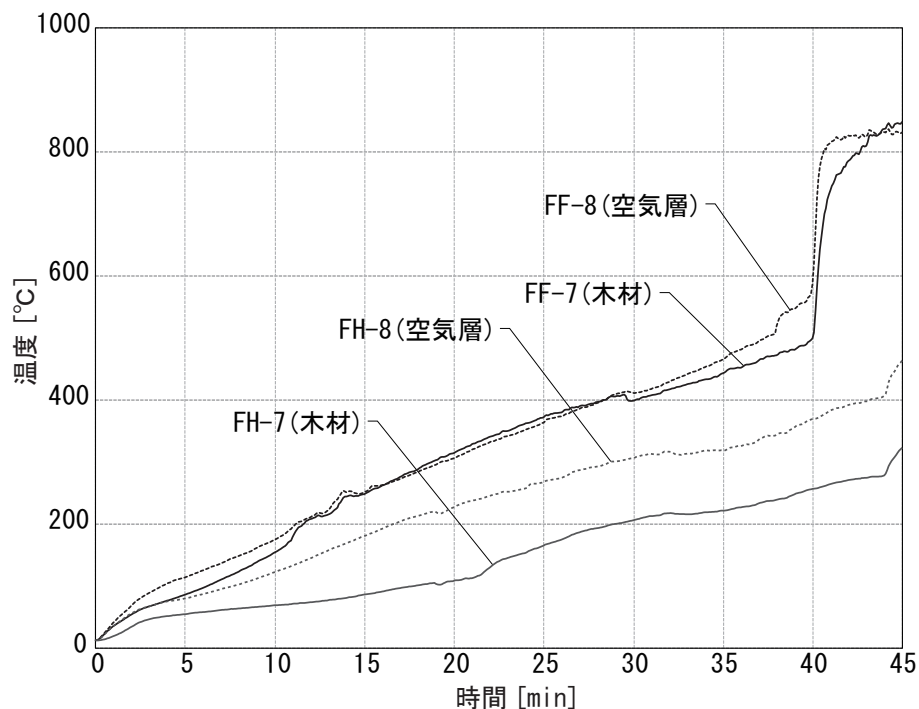


図 5.34: 木材，空気層の温度変化時刻歴

炭化状況

実験後の炭化状況を図 5.35～5.38 に示す。試験体 FF は前述のとおり木材部分が実験中に剥落し、ほとんどすべての断面が炭化した。試験体 FE, FG, FH においてボルト部周辺を除いた部分の 45 分加熱時炭化深さはそれぞれ 25～31mm, 21～33mm, 20～30mm であった。この結果より本実験における国産スギ材の炭化速度は 0.44～0.73 mm/min であることが分かる。なお試験体 FH については実験直後に試験体を加熱炉から取り出す際に木材部分が剥落した。また全ての試験体のボルト部周辺はほぼすべて炭化したことが分かる。炭化の抑制に鋼板が寄与しているような現象は観察されなかった。

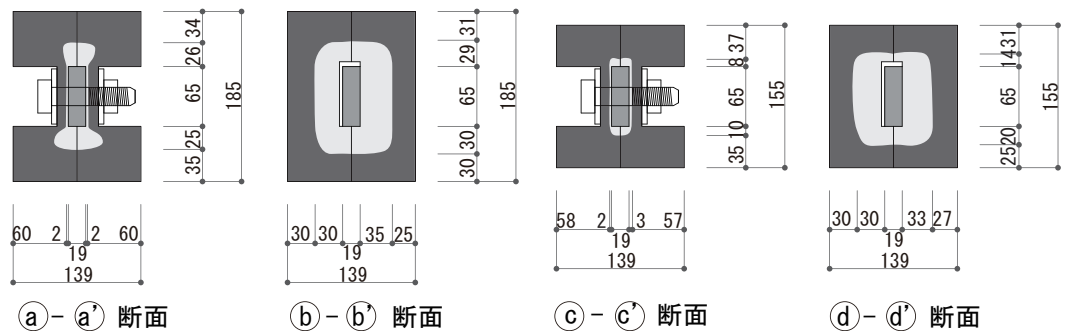


図 5.35: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FE)

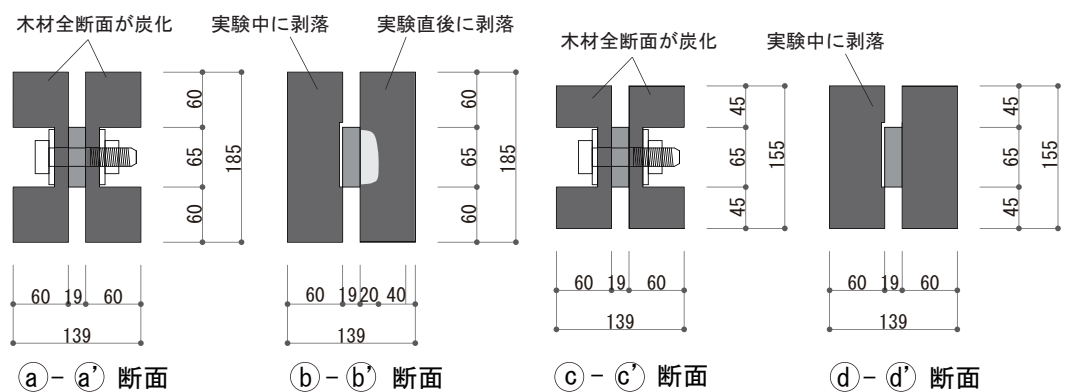


図 5.36: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FF)

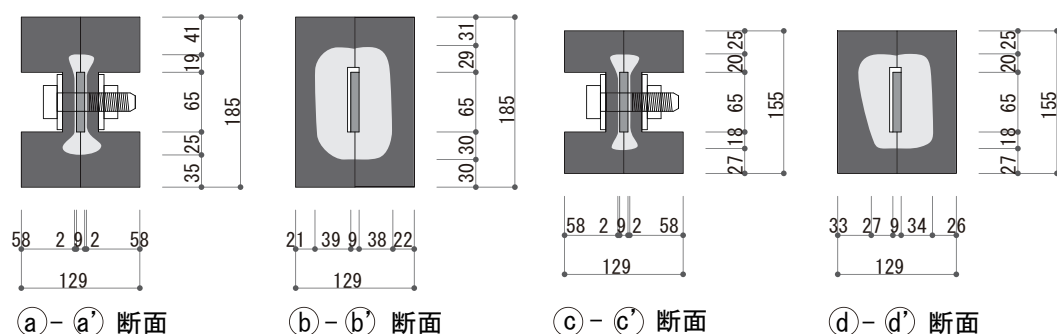


図 5.37: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FG)

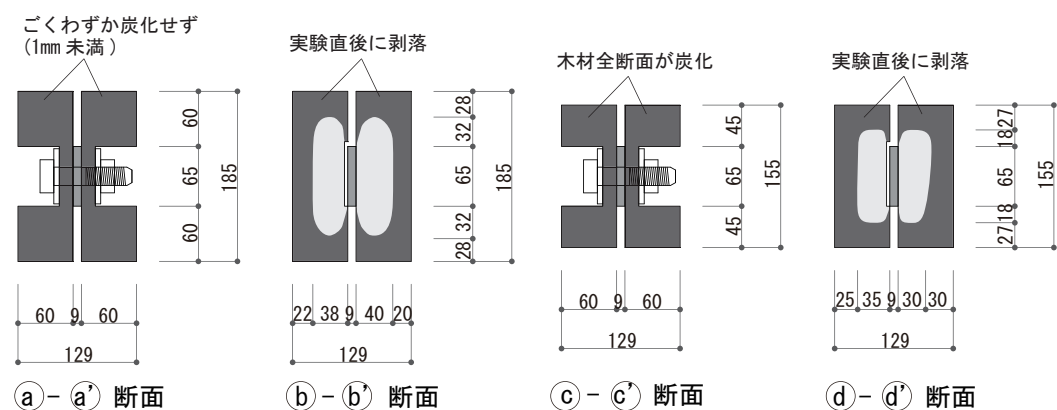


図 5.38: 45 分加熱後炭化性状 (試験体 FH)

考察

第三回耐火実験においては、試験体 FF に関しては木材の隙間が大きいため温度上昇が大きかった。しかしその他の試験体 FE, FG, FH に関しては 45 分加熱時の鋼材平均温度は 270 以下、鋼材最高温度は 350 以下であった。上記の範囲内の温度上昇であれば、鋼材の耐力と剛性の劣化は限定的と考えられる。また被覆厚さ 45mm で鋼材の温度上昇は限定的であることや、鋼材小口を露出する際の鋼材温度は鋼材寸法よりも木材間の隙間幅に大きく影響されること、また第二回耐火実験と同じく、高力ボルトによる一体化接合部を露出させたままでも温度上昇が限定されることといった知見が得られた。

5.6 結論

本章では、提案鋼木複合断面材の耐火性能を調査するために、鋼板を木材で挟んで高力ボルトにより一体化接合した鋼木複合断面材について、10体（16断面）の試験体を作成し、3度に渡り45分間の耐火実験を行なった。本章より得られた知見を以下に整理する。

1. 第一回耐火実験は高温時の複合断面材の性状を定性的に把握する試験的な位置付けとして行なった。その結果、木材の燃え代厚さが適切でなかったこと、熱電対の設置による鋼木間の隙間や露出していたボルト頭部分・鋼材小口部分からの熱流入があったことといった様々な要因の複合的な影響によって、鋼材温度は500℃を超える結果となった。なおボルトや鋼材の小口を木片で覆った試験体F2は、ボルトや鋼材の小口を露出させた試験体F1よりも相対的に鋼材温度を低く維持することができ、鋼材小口やボルト頭を被覆することによる断熱性の向上が確認された。
2. 第二回耐火実験は、第一回耐火実験結果を踏まえ、鋼材小口を被覆することを前提として、被覆木材厚さ、樹種、ボルト頭の蓋の種類・有無をパラメータとして実験を行なった。その結果、十分な木材被覆厚さを設定したこともあり、すべての試験体について鋼板の最高温度は200℃以下に、平均温度は160℃以下に抑えられた。また高力ボルトによる一体化接合部を露出させたままでも温度上昇が限定されること、集成材は炭化したラミナ層が剥落することで、製材と比べて炭化速度が速いこと、鋼材厚さを増すこと（適切な断熱処理をした上）で、部材全体の熱容量が増すことといった知見が得られた。
3. 第三回耐火実験は、第二回耐火実験の結果を踏まえ、より簡易な断面構成を目標として、すべての試験体についてボルト頭を露出する仕様とし、鋼材小口部分の被覆有無、被覆木材厚さ、鋼材の断面寸法をパラメータとして実験を行なった。その結果、木材の隙間が大きい試験体FFについては鋼材の温度上昇が大きかったが、他の試験体については45分加熱時の鋼材平均温度は270℃以下、鋼材最高温度は350℃以下であり、この範囲内の温度上昇であれば、鋼材の耐力と剛性の劣化は限定的と考えられる。なお鋼材小口を露出する際の鋼材温度は鋼材寸法よりも木材間の隙間幅に大きく影響されることが分かった。これらの実験を通して、ボルト頭を露出させた場合や、鋼材小口を露出させた場合（9mm程度の小口幅ならば）でも、鋼材の温度上昇は限定的であるという知見が得られた。
4. 本耐火実験を通して、本複合断面材においても、燃え代設計で示されている45分準耐火構造の燃え代厚さ45mmを確保すれば、鋼材の温度上昇は限定的であることが確認された。また、準耐火構造として性能評価するためには載荷加熱実験が必要である[31]ため、本章の実験のみではその性能を確認することはできないが、第二回、第三回耐火実験結果の範囲内の温度上昇であれば、鋼材の耐力と剛性の劣

化は限定的と考えられ、準耐火構造としての適用可能性は十分高い。

5. 今後の課題として、準耐火構造としての適合性を判断するために軸力加力下における加熱実験や、梁部材としての耐火性能評価実験、柱・梁接合方法の提案および耐火性能評価実験などが挙げられる。

第 6 章

結論

6.1 本研究成果の要旨

本研究では、今後住宅のみならず、中型および大型建築物においても木材を利用した建物の普及が大きく進展していくであろうことを背景に、木質構造の長所を最大限維持しつつ、短所を改善した鋼木複合断面構造の開発を目的とし、広範な普及を視野に入れた、施工性、加工性、経済性を重視した極力単純な構成の一体化工法を提案し、この一体化接合方法を用いた各部材の性能評価を行なうと共に、複合部材の高温時の性能評価実験による案複合部材の耐火構造としての適用可能性について調査した。本研究で得られた結論は以下のように要約できる。

1. トルシア形高力ボルトによって木材と鋼材を緊結するだけで一体化する施工性・加工性・経済性という面で非常に優れた一体化接合方法を提案した。
2. 提案接合部のせん断実験、提案接合方法によって構成された軸力材の 3 点曲げ実験および軸方向圧縮実験、同接合方法によって構成された曲げ材の 4 点曲げ実験を通して、一体化接合部および各部材の構造性能を実験的に評価した。部材については平面保持を仮定した複合断面部材に対して 80% 程度の構造性能が得られ、高い施工性を有する高性能の木質構造部材を実現できた。
3. 提案接合部のせん断実験から得られたせん断性能を用いて、当該部材の線材モデルを作成し、構造性能を解析的に評価した。その結果、実験値に対して 80% 程度の精度で安全側に評価することができ、部材の設計式確立の際に資するものであると考えられる。
4. トルシア形高力ボルトのみを用いた一体化接合方法は、経時によるせん断性能の劣化が観察された。このため皿ばね座金を用いることでボルト張力の緩和を抑制する接合方法を提案し、経時評価実験により、改善することが確認できた。
5. 提案部材について 45 分耐火実験を行なうことで、鋼材温度の上昇が抑制できる知見が得られ、準耐火構造としての適用可能性を確認した。

6.2 本研究成果の詳細

第 1 章は序論であり，今後住宅のみならず中型および大型建築物においても木材の普及が進展していくであろうという社会的背景を基に，木質構造の長所を最大限維持しつつ，短所を改善した鋼木複合断面構造に関する研究が行なわれていること，既往の研究について施工性や経済性に課題が残ることを論じた。この問題点に対して本論文では，施工性・経済性を重視し，出来るだけ単純なものと始めて問題点を明らかにし，これを解決していくことで，最終的に望ましい一体化接合方法を開発することを長期的な目的であることを明示した上で，その研究の端緒として，トルシア形高力ボルトを用いた一体化接合方法を提案した。提案一体化接合方法に必要な加工は，鋼材の穴あけ加工，木材の座掘穴あけ加工，トルシア形高力ボルトによる締付のみであり，施工性・加工性の観点から既往の研究に対して優位性がある。また提案一体化接合法を用いた複合部材として，軸力材として鋼板を木材で挟んだ断面を持つ部材を，曲げ材として鋼板ウェブと木材フランジで構成される H 形断面を持つ部材を提案した。

第 2 章では，鋼木複合断面部材の一体性を評価する上で重要となる，一体化接合部のせん断性能を実験的に評価した。評価は一面せん断実験により行い， $50 \sim 80 \text{ kN/mm}$ の初期せん断剛性， 20 kN 以上の荷重降下点および最大せん断耐力を有すること，破壊形状は支圧部周辺で破断するか，はしあき部分で割裂破壊することを明らかにし，力学的考察から木材の材料強度による接合部耐力式を誘導した。また 1 年間の経時変化が接合部の力学的特性に及ぼす影響も調査し，その結果，初期剛性や最大耐力の変化は比較的小さかったが，ボルト張力や荷重降下点の低下が確認した。なお経時変化評価実験の際にみかけのすべり係数が 1.0 を超える現象が確認されたが，一体化接合部のせん断抵抗機構を力学的に考察することで，その現象の原因を論じながら，経時によって荷重降下点が低下すること，張力が大きく低下しても抵抗力が生じること，最大耐力は耐力に依存していることを説明した。なおボルトの弛緩は無視できない事象であるため，この改善策として，平座金とナットの間に皿ばね座金を配した一体化接合法も提案しており，同様の一面せん断実験および経時評価実験によりその方法の有用性を実証した。ただし，本論文では，一体化接合部耐力について，材料強度実測値に基づいた定量的な評価がなされていないこと，せん断力伝達機構は仮説であり実証されていないこと，経時変化による張力変動を検証すべき期間の長さに対して実証済みの期間が短いこと，など実験で実証できていない未解明な部分があり，これらは今後の課題として注視する必要がある。

第 3 章では鋼木複合断面軸力材の構造性能に関する基礎研究として，弱軸まわりの曲げ剛性および圧縮性能を実験的・解析的に評価した。弱軸まわりの曲げ剛性の評価方法として，当該軸力材の 3 点曲げ実験を行い，その結果，鋼材と木材が完全に一体化した（平面保持を仮定した）ものと比較して，曲げ剛性は $87 \sim 99 \%$ 程度となり，高い一体性が得られることを確認した。圧縮性能の評価方法としては，軸圧縮実験を行い，その結果約 80 kN の耐力が得られた。この結果は 3 点曲げ実験結果の曲げ剛性から算出した弾性座屈

荷重と比較して 75 % 程度の値であった。その原因として、軸圧縮時に弱軸まわりの曲げ変形が進行することで、部材端部に近い一体化接合部周辺において鋼木間が肌分れし、木材が割れ裂けたことにより、終局状態が決定したことが考えられる。当該軸力材の解析的評価としては、汎用解析ソフトを用いて、線材とせん断ばねによる簡易な数値モデルを作成し、3点曲げ弾性解析、初期不整を与えた軸力材の $P-\delta$ 効果を考慮した静的増分解析による軸方向圧縮解析を行った。その結果、3点曲げ解析において、70～75 % 程度の精度で実験値（曲げ剛性）を予測した。過少評価した原因として、実際は鋼木間の摩擦によるせん断力伝達が接触境界面全体に亘って分布しているのに対して、数値モデルでは一体化接合部においてせん断力を集中力として伝達するようモデル化していることが考えられる。軸圧縮解析における解析結果は、軸圧縮実験によって求められた軸圧縮耐力と比較してほぼ同値であった。これは上述のように解析モデルは実際の曲げ剛性を 75 % 程度小さく評価した一方で、実験による軸圧縮耐力は肌分れによって破壊性状が決定したため、弾性座屈荷重の 75 % 程度の値しか評価しなかったことが原因で一致したに過ぎない。ただし適切に鋼木間の肌分れを防止する処置を行う（かすがいや長ボルトの配置等）ことで、軸圧縮耐力の実験値は 2 割程度上昇すると考えられ、圧縮耐力は解析値を用いることで、安全側に評価できると考えられる。なお同解析モデルにより、一体化接合部のせん断剛性が 50kN/mm 程度確保されていれば、それ以上は曲げ特性に大きく影響しないこと、一体化接合部のせん断耐力は 10kN 程度必要であること等の知見が得られた。

第 4 章では複合断面曲げ材の曲げ性能を実験的・解析的に評価した。実験的評価は 4 点曲げ実験により行ない、その結果、平面保持を仮定した場合と比較して、85～90 % 程度の曲げ剛性が得られ、高い一体性を有することを確認した。またフランジ木材が軸力を負担することで、鋼板の負担曲げモーメントを 50 % 程度軽減される知見が得られ、複合断面として有効に機能していることや、鋼板が降伏する前に一体化接合部で降伏するが、一体化接合部が降伏する際に脆性的な挙動は示さず、鋼板が降伏した後に、木材と鋼材の肌分れが進行し、鋼板上端が局部座屈する破壊形状となる知見を得た。解析的評価は汎用解析ソフトによる線材モデルを作成し 4 点曲げ弾性解析を行った。その結果、実験結果から得られたせん断剛性の値の範囲において、実験値を 85～95 % という十分な精度で予測できた。また鋼板の曲げモーメント分布や軸力分布は概ね実験値と整合し、数値モデルの妥当性を検証した。さらに実験結果を基に一体化接合部をモデル化したせん断ばね要素の非線形特性を設定し、ばねおよび鋼材要素を弾塑性要素として、弾塑性解析を行った。その結果、ほとんどのモデルにおいて鋼材が降伏する以前に一体化接合部が降伏する結果となり、鋼板の降伏時荷重を良い精度で予測できた。また一体化接合部が鋼板に先行して降伏すると仮定した場合、鋼板の降伏時荷重を簡単な式で予測できた。実験結果において一体化接合部が降伏した後も鋼板が降伏するまで靱性が発揮されていることも考慮すると、鋼板降伏時耐力をひとつの設計指標として考えることができる。

第 5 章では、鋼木複合断面部材の耐火性能に関する基礎調査として、鋼板を木材で挟んで高力ボルトにより一体化した部材について、被覆の有無や被覆厚さ等をパラメータとして 45 分間の耐火実験を行なった。本実験を通して、提案複合断面部材においても、燃え

代設計で示されている 45 分準耐火構造の燃え代厚さ 45mm を確保すれば、45 分加熱時の鋼材平均温度で 270 以下、最高温度で 350 以下という結果が得られ、鋼材の温度上昇は限定的であることが確認された。準耐火構造として性能評価するためには載荷加熱実験が必要であるため、それを確認することはできないが、本実験における鋼材の温度上昇であれば、鋼材の耐力および剛性の劣化は限定的と考えられ、準耐火構造としての適用可能性は十分高いと考えられる。またボルト頭を露出させた場合や、鋼材小口を露出させた場合（9mm 程度の小口幅ならば）でも、鋼材の温度上昇は限定的であるという知見が得られた。

第6章は結論であり、本論文で得られた成果について要約している。

6.3 今後の課題

本研究の今後の課題として以下の事項が挙げられる。

1. 一体化接合部について、材料強度実測値に基づいた最大耐力の定量的な評価がなされていないこと、せん断力伝達機構は仮説であり実証されていないこと、など実験で実証できていない未解明な部分の解明を試みること。
2. 経時変化による張力変動を検証すべき期間の長さに対して実証済みの期間が短いため、今後も経過を観察する必要があること。
3. 提案一体化接合方法は、木材繊維と直交方向に高圧縮力を作用させるため、経時による影響が出やすいと考えられる。今後は皿ばねを用いた一体化接合部の経過を観察している一方で、木材の繊維方向に圧縮力が作用するような接合法を考案すること。
4. 本研究においては、部材の性能評価実験の際にはトルシア形高力ボルトのみを用いた一体化接合部によって各部材を構成していた。今後は、皿ばねを用いた一体化接合法や、木材繊維方向への圧縮により一体化させる新提案接合法により一体化した各部材についての部材性能評価実験を行なう必要がある。
5. 鋼木複合断面軸力材において、鋼木間の離間の進行によって弾性座屈荷重に比べて、圧縮耐力が低くなった。このためかすがいや長ボルトなどを用いて鋼木間の離間を防止した軸力材について圧縮実験を行なうこと。
6. 部材の耐火性能評価として、準耐火構造としての適合性を判断するために軸力加力下における加熱実験を行なうことや、梁部材としての耐火性能評価実験を行なうこと。
7. 部材間の接合方法を提案し、性能評価を行なうこと。

参考文献

- [1] Global Forest Resources Assessment 2005, 国連食料農業機関 (FAO), 2005
- [2] 林野庁：公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律, <http://www.rinya.maff.go.jp/j/riyou/koukyou/>
- [3] 特集「木質ラーメン工法で住宅を造る」, 建築技術, 2007.5
- [4] 木質構造接合部設計マニュアル, 日本建築学会, 2009
- [5] 楠寿博, 津村千香子, 金子洋文, 杉内章浩, 奥野智久：木材と鋼板を組み合わせた合成部材の圧縮強度実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.61-62, 2001.9
- [6] 楠寿博, 津村千香子, 杉内章浩, 奥野智久：木材と鋼板を組み合わせた合成部材の圧縮強度実験 (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.163-164, 2002.8
- [7] 杉内章浩, 津村千香子, 楠寿博, 奥野智久：木材と鋼板を組み合わせた合成部材の圧縮強度実験 (その3：理論的検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.165-166, 2002.8
- [8] 堀井健史, 坂田弘安, 竹内徹, 鈴木達人, 中村博志：シアリング接合を用いた杉集成材と鋼板によるハイブリッド部材の力学的挙動に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 584 号, pp.125-132, 2004.10
- [9] 坂田弘安, 堀井健史, 竹内徹, 中村博志, 松田和浩：シアリング接合部の木材繊維方向せん断性能に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 627 号, pp.773-779, 2008.5
- [10] 坂田弘安, 上角充広, 富本淳, 中村泰教：摩擦接合型コネクタを用いたスギ - 鋼板ハイブリッド部材の軸方向特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 627 号, pp.811-817, 2008.5
- [11] 坂田弘安, 上角充広, 富本淳, 中村泰教：摩擦接合型コネクタを用いたスギ集成材と鋼板接合部のせん断性能に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 643 号, pp.1659-1664, 2009.9
- [12] 松本芳紀, 山田孝一郎, 上嶋賢治：鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 (その1 鋼板補強木造ばりの弾性挙動), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 430 号, pp.19-29, 1991.12
- [13] 松本芳紀, 山田孝一郎, 上嶋賢治：鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 (その2 鋼板補強木造ばりの弾塑性解析), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 436 号,

- pp.115-124, 1992.6
- [14] 松本芳紀, 山田孝一郎: 鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 (その3 余長を有する鋼板補強木造ばりの弾性挙動), 日本建築学会構造系論文報告集, 第445号, pp.93-103, 1993.3
 - [15] 松本芳紀, 山田孝一郎: 鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 (その4 鋼板補強木造ばりの弾塑性挙動と終局荷重), 日本建築学会構造系論文報告集, 第448号, pp.79-88, 1993.6
 - [16] 徳田迪夫: 木材と異形鉄筋の複合梁の力学的性質, 学術講演会講演論文集, 1998
 - [17] 日本建築センター, 準耐火建築物の防火設計指針, 1994.6
 - [18] 遊佐秀逸, 増田秀明, 川合孝明, 大貫寿文, 上杉三郎, 並木勝義: 木質系構造の耐火性能に関する研究 その1:耐火構造の実験的確認方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.325-328, 2003.7
 - [19] 田坂茂樹, 遊佐秀逸, 並木勝義: 木質系構造の耐火性能に関する研究 その23:H形鋼柱構造のスギ材被覆による1時間耐火性能試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.63-64, 2006.7
 - [20] 並木勝義, 遊佐秀逸, 吉川利文, 金城仁: 木質系構造の耐火性能に関する研究 その27:角形鋼管柱構造のスギ材被覆による2時間耐火性能試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.101-102, 2007.8
 - [21] 梶山幸祐: 木質系構造部材の燃え止まり設計に関する数値解析, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 2004
 - [22] 木の耐火被覆で耐火構造5階建て, 日経アーキテクチュア, pp.30-34, 2005.6
 - [23] 木質構造設計基準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 -, 日本建築学会, 2006
 - [24] 鉄骨工事技術指針・工事現場施工編, 日本建築学会, 2007
 - [25] 中戸莞二: 新編 木材工学, 養賢堂, 1985
 - [26] 李東潤, 荒木慶一, 遠藤俊貴, 吉田亘利, 上谷宏二: めり込み実験に基づく伝統木造柱 - 貫半剛接合特性の推定, 日本建築学会構造系論文集 第73巻 第631号, pp.1577-1584, 2008
 - [27] 桑村仁: 高接触圧における木材と鋼材の摩擦係数 -鉄骨木質構造の研究 (その9), 日本建築学会構造系論文集 第76巻 第666号, pp.1469-1478, 2011
 - [28] 建築材料実験用教材, 日本建築学会, 2000
 - [29] MIDAS IT: MIDAS/Gen ユーザーマニュアル, 第2巻 Analysis & Design 解析と設計に関する解説, 2002
 - [30] 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, 2009
 - [31] 日本建築総合試験所, 防火耐火性能試験・評価業務方法書, 2005
 - [32] 日本建築学会, 鋼構造耐火設計指針, 2008
 - [33] European Committee for Standardisation (CEN): Eurocode5 Design of timber structures Part 1-2 General Structural fire design, BS EN 1995-1-2, 2004

発表論文一覧

学術雑誌等に発表した論文（査読有）

- [1] 遠藤俊貴，高木次郎，鈴木淳一，大宮喜文，野秋政希，見波進，荒木慶一，下錦田聡志：高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の準耐火性能評価実験，日本建築学会技術報告集 第 17 巻 第 36 号，pp.543-547，2011
- [2] 遠藤俊貴，高木次郎，荒木慶一，見波進，十時哲：トルシア形高力ボルトを用いた摩擦接合により一体化した鋼木複合断面軸力材の曲げ特性，日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 661 号，pp.591-598，2011
- [3] Y. Araki, T. Endo, M. Iwata: Feasibility of improved slotted bolted connection for timber moment frames, Journal of Wood Science, published online, DOI: 10.1007/s10086-010-1165-7, 2011
- [4] Y. Araki, T. Endo, T. Omori, Y. Sutou, Y. Koetaka, R. Kainuma, K. Ishida: Potential of superelastic Cu-Al-Mn alloy bars for seismic applications, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 40, pp. 107-115, 2011
- [5] 遠藤俊貴，青野翔，荒木慶一：伝統木造接合部の復元力特性に関する基礎研究 - 画像解析を用いた木材めり込み時の大ひずみ計測法 - ，歴史都市防災論文集 Vol.3，pp.29-34，2009
- [6] 荒木慶一，李東潤，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二：伝統木造柱脚 - 礎石接触間の静摩擦係数，日本建築学会技術報告集 第 15 巻 第 30 号，pp. 405-409，2009
- [7] 李東潤，荒木慶一，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二：柱脚 - 礎石接触面のめり込み実験に基づく伝統木造柱脚復元力特性のモデル化，日本建築学会構造系論文集 第 74 巻 第 639 号，pp. 865-872，2009
- [8] 李東潤，荒木慶一，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二：めり込み実験に基づく伝統木造柱 - 貫半剛接合特性の推定，日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 631 号，pp. 1577-1584，2008

国内学会における発表（査読無・口頭発表）

- [9] 藤井和哉，高木次郎，見波進，遠藤俊貴，荒木慶一：トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その 5 複合断面柱の曲げ剛性と軸圧縮耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造（C-1），pp.255-256，2011

- [10] 永井大輔, 高木次郎, 見波進, 遠藤俊貴, 荒木慶一: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その6 複合断面梁の実験的性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造(C-1), pp.257-258, 2011
- [11] 十時哲, 高木次郎, 見波進, 遠藤俊貴, 荒木慶一: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その7 一体化接合部の経時変化に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造(C-1), pp.259-260, 2011
- [12] 岩田真奈美, 荒木慶一, 遠藤俊貴, 吉田亘利: 安定したエネルギー吸収が可能な高剛性・高靱性木質ラーメン接合法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造(C-1), pp.305-306, 2011
- [13] 高木次郎, 荒木慶一, 見波進, 遠藤俊貴, 十時哲: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その1 開発計画と一体化接合方法の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造(C-1), pp.47-48, 2010
- [14] 十時哲, 高木次郎, 荒木慶一, 見波進, 遠藤俊貴: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その2 一体化接合部の実験的性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造(C-1), pp.49-50, 2010
- [15] 遠藤俊貴, 荒木慶一, 高木次郎, 吉田亘利, 見波進: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その3 複合断面柱のモデル化と性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造(C-1), pp.51-52, 2010
- [16] 平野克利, 高木次郎, 見波進, 遠藤俊貴: トルシア形高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の開発 その4 複合断面梁の解析的性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造(C-1), pp.51-52, 2010
- [17] 下錦田聡志, 高木次郎, 遠藤俊貴, 鈴木淳一, 大宮喜文, 野秋政希, 見波進, 荒木慶一: 高力ボルトで一体化した鋼木複合断面部材の準耐火性能評価実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 防火(A-2), pp.115-116, 2010
- [18] 青野翔, 遠藤俊貴, 吉田亘利, 荒木慶一: 木材弾塑性めり込み挙動の有限要素モデルに関する基礎研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造(C-1), pp.13-14, 2009
- [19] 遠藤俊貴, 青野翔, 吉田亘利, 荒木慶一: 木材弾塑性めり込み挙動の有限要素モデルに関する基礎研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造(C-1), pp.15-16, 2009
- [20] 荒木慶一, 遠藤俊貴, 李東潤, 吉田亘利, 上谷宏二: 木材弾塑性めり込み挙動の有限要素モデルに関する基礎研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, pp.267-268, 2008
- [21] 木村寛之, 遠藤俊貴, 荒木慶一, 吉田亘利: Cu-Al-Mn 超弾性合金板材・線材・より線に関する繰返し載荷実験(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), B-2, pp. 663-664, 2008
- [22] 遠藤俊貴, 李東潤, 吉田亘利, 荒木慶一, 上谷宏二: めり込みを利用した純木製制震機構のフィージビリティスタディ, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国),

C-1, pp. 217-218, 2008

- [23] 遠藤俊貴, 李東潤, 吉田亘利, 荒木慶一, 上谷宏二: 仕口を考慮しためり込み試験に基づく伝統木造柱 - 貫接合部復元力特性の推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1, pp. 415-416, 2007

特許等(申請中)

- [24] 荒木慶一, 遠藤俊貴, 前田春雄: 構築部材の接合構造と接合装置, 特願 2010-143604, 2010
- [25] 高木次郎, 見波進, 荒木慶一, 遠藤俊貴: 接合構造, 複合材, 及び接合方法, 特願 2010-5366, 2010

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科博士後期課程在学中に、鋼木複合断面部材の一般的な普及を目的として、トルシア形高力ボルトを用いた一体化接合部や、同接合方法を用いた軸力材、曲げ材に関する構造性能評価、同部材の耐火性能評価に関して取りまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、数多くの方々にご指導、ご鞭撻を賜りました。

京都大学教授 上谷宏二先生には、筆者が同研究室に配属された当時から9年間に亘り、多大なるご指導と温かい激励を頂きました。先生の物事に対して根本から探求する研究姿勢は、研究者としてあるべき姿を身をもって教えて頂いたように思います。また本論文をまとめるにあたり、御忙しい中有意義なご指摘を数多く賜りました。ここに改めて深く感謝の意を表します。

京都大学教授 中島正愛先生ならびに京都大学教授 吹田啓一郎先生には、学位審査にあたり、貴重なお時間を割いて頂くと共に、浅学な筆者に適切なご指導を頂きました。厚く御礼申し上げます。

京都大学准教授 荒木慶一先生には研究室配属当初から今日まで直接ご指導を頂きました。先生には懇切丁寧な研究指導のほか、進路に関する相談にも乗って頂き、長年に亘り多大なるご支援を頂きました。筆者が学位論文を書き上げることが出来たのも、先生のご尽力があったからこそにほかなりません。ここに深く感謝の意を表します。

首都大学東京准教授 高木次郎先生には鋼木複合断面部材という研究テーマに誘っていただき、直接的なご指導を頂きました。また公私にわたって多大なるご厚意を頂きました。先生の多様な経験により培われたご助言、ご指摘は、筆者がこれから建築という世界に携わり続けていく上での大きな刺激となりました。ここに深く感謝の意を表します。

首都大学東京助教 見波進先生には本論文における様々な実験に関して多大なるご助力を頂きました。東京理科大学教授 大宮喜文先生、建築研究所 鈴木淳一氏、東京理科大学火災科学研究センター 野秋政希氏には耐火実験実施の際にご助力を頂き、耐火に関する論文をまとめる際にも貴重なご意見を頂きました。これらのご協力やご厚意に対して、厚く御礼申し上げます。

京都大学講師 李有震先生ならびに京都大学助教 山川誠先生にはゼミにおける討論を通じて、多くの良質なご助言を頂きました。京都大学研究員 吉田亘利氏ならびに NCU 一級建築士事務所 李東潤氏には筆者の修士論文における各種実験に際し、ご指導、ご協

力頂きました。満田衛資構造計画研究所 満田衛資氏には、筆者が修士課程在学時に構造設計のいろはを教えて頂き、その後の進路を考えるきっかけを頂きました。その他、京都大学上谷研究室の学生諸君、首都大学東京高木研究室の学生諸君からは、多くの新鮮な知見を得ることができました。特にサトウファシリティーズコンサルタント 新木郁夫氏、京都大学 上野康永氏、NTT ファシリティーズ中央 永井大輔氏、首都大学東京 下錦田聡志氏、平野克利氏、十時哲氏、藤井和哉氏の諸氏とは、本研究に関する修士論文、博士論文作成を共にし、貴重な経験を得ることができました。これらのご協力やご厚意に対して御礼申し上げます。なお本研究は特別研究員奨励費の助成を受けて行いました。

最後に、本論文執筆が終わるまで温かく見守ってくれた方々、今日まで筆者の研究活動を支えてくれた両親に深く感謝いたします。

2012 年 1 月

遠藤 俊貴